

Postverlagsort Berlin

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER† AACHEN

MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

32. JAHRGANG

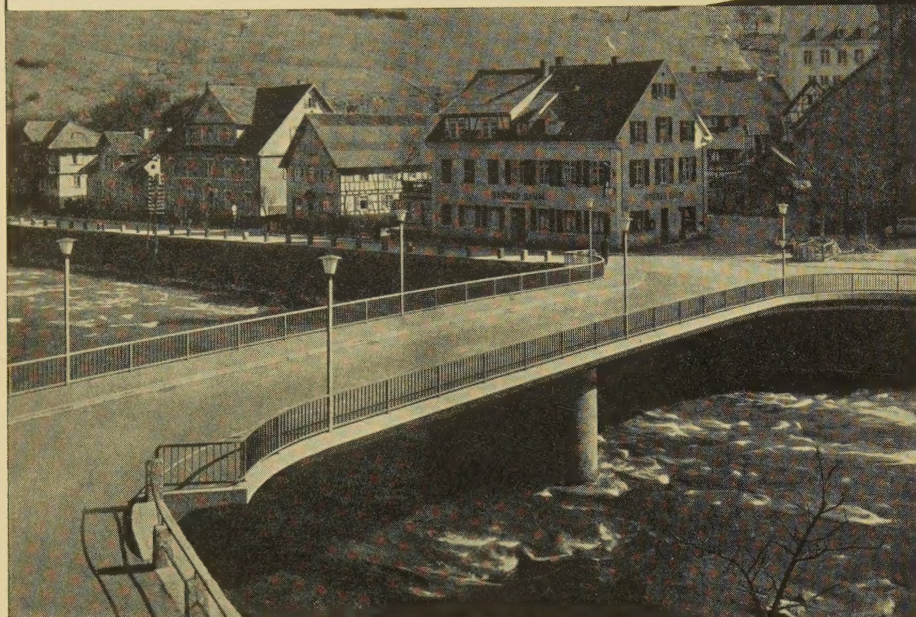
DEZEMBER 1957

HEFT 12



SÜDDEUTSCHE SPANNBETON GESELLSCHAFT m. b. H.

SUSPA



Spannbetonbrücke
Stützweiten 22,50 – 19,90 m
Brückenklasse 45 to
vorgespannt durch
24 Spannglieder BBRV
mit je 85 to Vorspannkraft

Augsburg, Bergmühlstr. 21
Telefon 1412
Köln, Klettenberggürtel 37
Telefon 419074

STELLENANGEBOTE

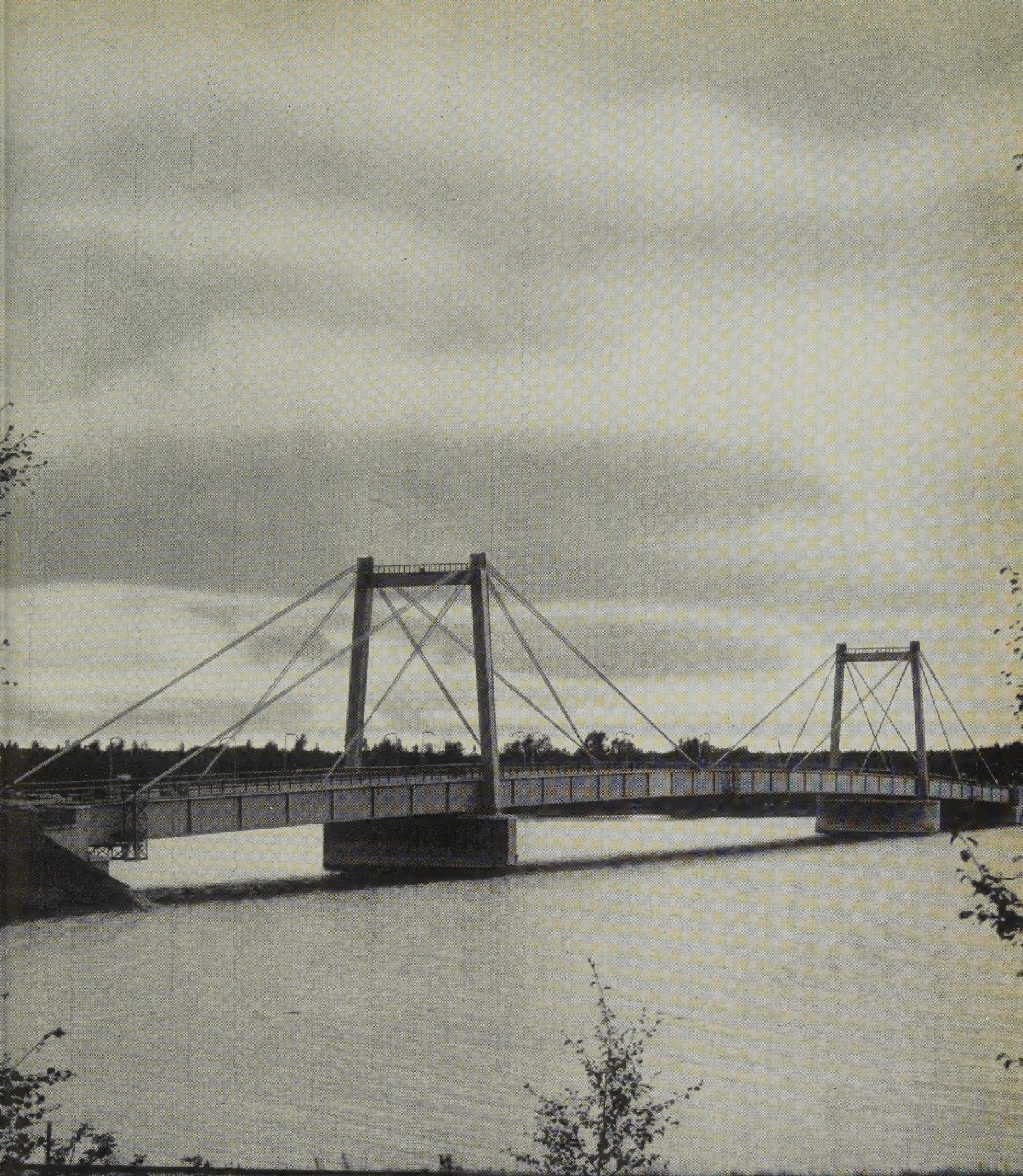
Die Stadt Duisburg — Ortsklasse S — sucht zum baldigen Eintritt mehrere Tiefbauingenieure

Neben einer abgeschlossenen Fachschulbildung sind im einzelnen folgende Kenntnisse erwünscht:

- a) Ein- bis zweijährige Praxis in der Aufstellung neuzeitlicher Entwürfe für städt. Straßenbauten. Jüngere Bewerber werden bevorzugt.
Kennziffer: 261
- b) Gründliche praktische Erfahrungen und Kenntnisse im Brückenbau (Statik und Entwurf) und im bautechnischen Verwaltungsdienst.
Kennziffer: 262
- c) Praktische Erfahrungen auf dem Gebiet der Stadtentwässerung und der damit verbundenen Planung.
Kennziffer: 263

Vergütungen nach Va/VIb TO. A.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind bis zum 31. 1. 1958 unter Angabe der Kennziffer an das **Personalamt der Stadtverwaltung Duisburg** zu richten.



DEMAG

BRÜCKENBAU

**Moderne Linienführung und neuartige Konstruktion sind
die Kennzeichen der Strömsundbrücke in Schweden.**



PIONIER 250 Liter

W
4

450 "

W
6

600 "

W
9

900 "

W
12

1350 "

W
24

2500 "

Vertrauen erwächst aus Leistung

Den Ruf der Zuverlässigkeit haben sich

WESERHÜTTE-Bagger in einem halben Jahrhundert erworben und erhalten.

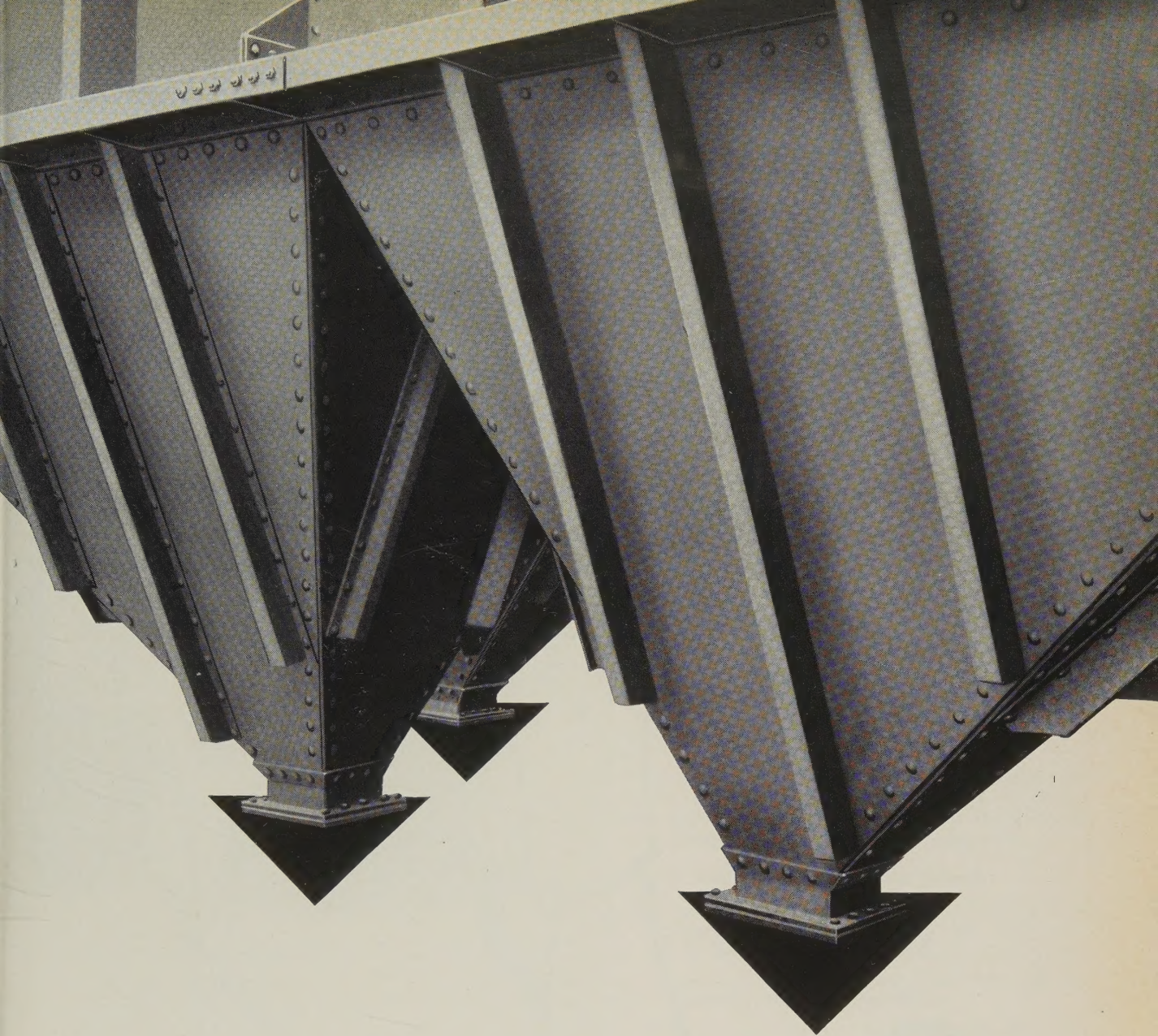
Noch heute arbeiten Bagger aus dem Jahre 1911.

Die Konstruktionen haben sich geändert, Zuverlässigkeit und Leistung aber sind geblieben.

Kluge Unternehmer wissen das zu schätzen – sie vertrauen auf WESERHÜTTE

WESERHÜTTE

WESERHÜTTE OTTO WOLFF GmbH · BAD OEYNHAUSEN

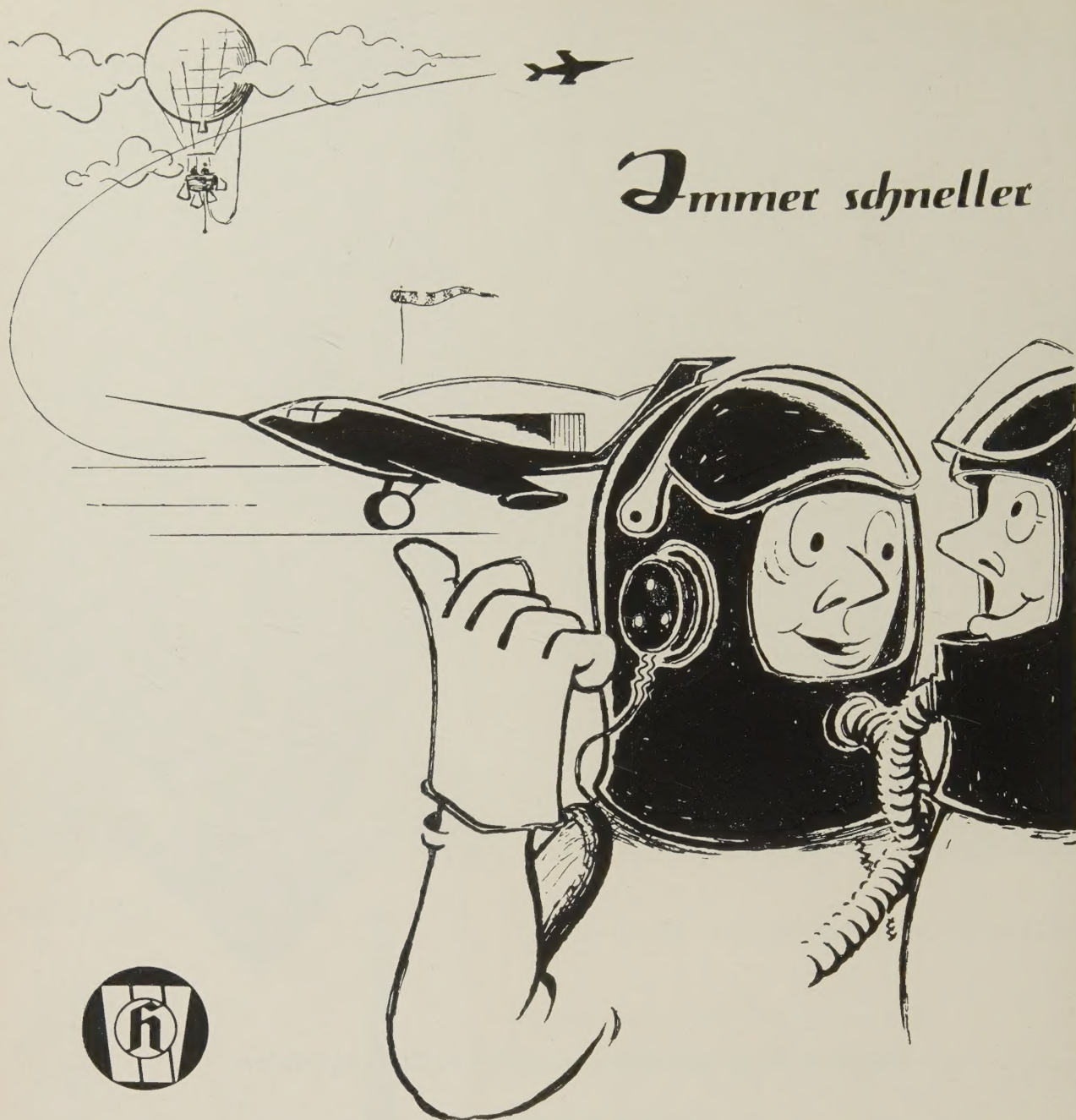


Gelöstes Abzugsproblem = gelöstes Bunkerproblem

Die Schwierigkeit beim Bunkern bereitet nicht die Frage »Wie bekommt man das Gut in den Bunker hinein?« sondern »Wie bekommt man es wieder heraus?« Locker, brückenbildend, sperrig, pulvrig, grobkörnig, hygroskopisch, heiß, kompressibel, schleißend, schießend, haftend, so vielgestalt ist in der Praxis das Bunkergut. Da sich derartige Probleme nie allein mit Rechenschieber und Zeichenstift lösen lassen, hat Schenck auf seinen großen Versuchsfeldern eine ganze Reihe von Abzugsorganen verschiedener Bauart entwickelt und erprobt, die **volumenbestimmte oder gewichtsbestimmte, regelbare Materialströme erzeugen**. Tragen Sie Schenck Ihren besonderen Fall vor; auch hierfür wird sich eine Lösung sicherlich finden. Bitte schreiben Sie unter dem Stichwort »Gelöste Abzugsprobleme«.



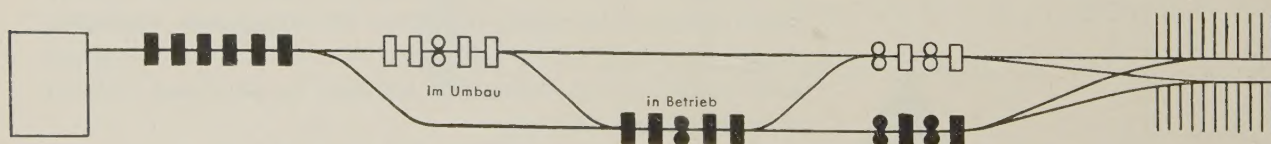
Carl Schenck Maschinenfabrik GmbH Darmstadt



Immer schneller spielt sich der Ablauf des Tagesgeschehens ab.

Die Voraussetzung für diese Entwicklung schuf die Industrie mit immer schneller und rationeller produzierenden Anlagen.

Zur weiteren Leistungssteigerung haben wir eine vollkontinuierliche Feineisenstraße mit 16,25 m/sec — das sind etwa 60 Stundenkilometer — gebaut. Eine neuartige Gerüstanordnung ermöglicht einen Programmwechsel ohne Produktionsunterbrechung. Es wird pausenlos gewalzt.



Kürzere Lieferfristen bei großer Sortenauswahl, rationelle Fertigung durch hohe Walzgeschwindigkeiten, größte Genauigkeit infolge neuartiger Kalibrierung sind Vorteile, die unserer Kundschaft zugute kommen.

HOESCH-WESTFALENHÜTTE AG DORTMUND

Der Shanley-Effekt*

Von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Ferd. Schleicher †, Technische Hochschule Aachen

DK 624.042 : 539.384.4 : 531.2

1. Einleitung

Zur Beurteilung der Stabilität eines elastischen oder elasto-plastischen Systems dient das Verhalten bei kleinen Störungen: Nach der Auffassung von Felix Klein ist „eine Gleichgewichtslage stabil, wenn die Störungen dauernd beliebig klein bleiben, falls man die Anfangsstörung hinreichend klein wählt“ (zitiert nach G. Hamel [1], S. 268).

Die Stabilität einer Gleichgewichtslage kann man nach dieser klassischen Definition auf verschiedene Weise prüfen.

1. Am Schwingungsverhalten: Die Eigenschwingungen werden bei Annäherung an den kritischen Zustand immer langsamer. In der Grenze wird die Schwingungsdauer $T \rightarrow \infty$.

2. An der Störungsarbeit: Bei stabilen Gleichgewichtslagen muß für alle denkbaren Störungen des Gleichgewichtszustandes Arbeit aufgewendet werden. Z. B. zur Erzeugung einer Ausbiegung f muß man bei einem Druckstab eine besondere Querbelastung Q aufbringen. Je größer Q , um so größer wird f . Bei den Ausweichproblemen besteht allerdings keine Proportionalität zwischen f und Q . Wenn $Q \rightarrow 0$, geht bei stabilen Gleichgewichtslagen auch $f \rightarrow 0$.

3. An der potentiellen Energie: Es gilt der Stabilitätssatz von Dirichlet „Das Gleichgewicht ist stabil, wenn die potentielle Energie in der Gleichgewichtslage ein Minimum besitzt“. Vgl. [1] S. 269.

4. Als Eigenwertproblem: Der übliche Weg für die mathematische Untersuchung von Gleichgewichtszuständen ist der, daß man prüft, ob es Eigenwerte des Problems gibt. Die Frage lautet dabei: Gibt es außer der anfänglichen (im allgemeinen trivialen) Gleichgewichtslage für Belastungen, die eine gewisse Grenze übersteigen, auch noch weitere Gleichgewichtslagen (z. B. ausgebogene Stäbe)? Es ist bekannt, daß dies für die Eigenwerte (Knickbelastungen) zutrifft, und daß die zugehörigen Gleichgewichtslagen (Knickbiegelineen) den Eigenfunktionen entsprechen.

Hier kommen wir in Berührung mit dem sog. Eindeutigkeitssatz von Kirchhoff, nach dem für unendlich kleine Verformungen zu jedem Belastungszustand von kleiner Intensität nur eine einzige Gleichgewichtslage zugeordnet ist. Es ist bekannt, daß die Eindeutigkeit nur sichergestellt ist, wenn die belastenden Kräfte einen bestimmten Wert nicht überschreiten. Vgl. C. B. Biezeno und R. Grammel [2] S. 48.

Bei der klassischen Stabilitätstheorie haben wir nun etwa folgende Verhältnisse: Bei den üblichen Idealisierungsbedingungen für System und Werkstoff ist eine kennzeichnende Verformung (z. B. die Stabausbiegung) $f = 0$, solange die Belastung unter der kritischen Intensität bleibt (z. B. $P < P_k$). Sobald P_k erreicht ist, sind neben $f = 0$ auch ausgebogene Gleichgewichtslagen $f \neq 0$ möglich. Da unter P_k verschiedene, $f = 0$ benachbarte Gleichgewichtslagen eintreten können, ist das System im indifferenten oder neutralen Gleichgewicht.

Wir benutzen das Verzweigungsdiagramm von Poincaré (Abb. 1). Bei den Knickaufgaben usw. liegt im Ver-

zweigungspunkt P_k für „charakteristische Verformungen“ $f = f(P)$ eine waagrechte Tangente vor.

Bei der technisch üblichen Linearisierung der Probleme erhält man nur diese Tangente im Verzweigungspunkt (und zwar in der richtigen Höhenlage), aber nicht den weiteren Verlauf der Abhängigkeit $f(P)$. Um z. B. das in Abb. 1b schematisch eingezeichnete, langsame Ansteigen von P mit f im Falle der elastischen Stabknickung zu erhalten, bedarf es einer genaueren Rechnung: Die Linearisierung der Differentialgleichung für die Stabbeugung muß aufgegeben werden.

Dem für die klassischen Stabilitätsprobleme kennzeichnenden „neutralen Gleichgewicht“ widmen C. B. Biezeno und R. Grammel [2] S. 57 einen ganzen Paragraphen, wo man Näheres nachlesen möge. Nach der klassischen Stabilitätstheorie befindet sich ein Druckstab an der Verzweigungsstelle im neutralen Gleichgewicht.

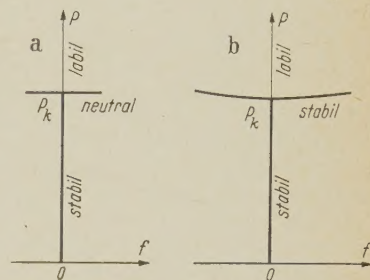


Abb. 1. Verzweigungsdiagramme der klassischen Stabilitätstheorie (schematisch).

2. Knickung im plastischen Bereich

Vorweg ist zu sagen, daß die Begriffe und Definitionen von Z. 1 bei plastischen Verformungen nicht mehr ausreichen, um die Erscheinungen vollständig zu beschreiben.

Wir beschränken uns im folgenden auf den Fall der plastischen Knickung eines geraden Stabes.

Die Knicklast eines Stabes nach Engeßer-Kármán ist

$$P_k'' = \pi^2 T I / s^2.$$

Darin bezeichnet T den Engeßer-Modul, der z. B. für den Rechteckquerschnitt gleich

$$T = 4 E E_1 / (\sqrt{E} + \sqrt{E_1})^2$$

ist. $E_1 = d\sigma/d\varepsilon$ ist der Tangentenmodul, der sich mit der Höhe der Spannung σ_k ändert, $E_1 = E_1(\sigma_k)$. T hängt in geringem Maße auch von der Querschnittsform ab.

Es sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Größe der Drucklast P hier konstant gehalten wird, während man die Stabilität nach den Vorschriften von Z. 1 untersucht. Diese Voraussetzung der konstant gehaltenen äußeren Belastung während des Knickens liegt stillschweigend allen Untersuchungen der klassischen Stabilitätstheorie zugrunde.

Beim Ausknicken überlagert sich der vorher gleichmäßigen Druckspannung noch der Biegezustand. Auf der Innenseite der Biegung steigt dabei die Druckspannung um $\Delta\sigma_i = E_1 \cdot \Delta\varepsilon_i$ an, während auf der Außenseite eine Verminderung der Druckspannung, d. h. eine Entlastung um $\Delta\sigma_a = E \cdot \Delta\varepsilon_a$ eintritt. Der Werkstoff zeigt also innen und außen ein verschiedenes Verhalten.

a) Für eine unterhalb der Knicklast liegende konstante Druckbelastung P_0 betrachten wir eine Störung. Wenn der Stabquerschnitt konstant ist, hat man dabei auch im plastischen Bereich eine über die ganze Stablänge konstante

* Nach einem Vortrag, gehalten am 29. Mai 1957 im Rahmen des Corso di perfezionamento per le costruzioni in cemento armato am Politecnico di Milano.

Biegesteifigkeit TI , solange die Formänderungen so klein bleiben, daß die linearisierten Dehnungen

$$\Delta \sigma_i = E_1 \cdot \Delta \varepsilon_i \quad \text{und} \quad \Delta \sigma_a = E \cdot \Delta \varepsilon_a$$

als genügend genau angenommen werden können. Die Biegelinie genügt sodann in diesem kleinen Bereich derselben Differentialgleichung wie im elastischen Bereich, es wird lediglich E durch $T = T(\sigma_{m0})$ ersetzt¹.

Belastet man den bereits unter der Wirkung von P stehenden Druckstab von der Länge s noch zusätzlich mit der quergerichteten Kraft $2Q$ in Stabmitte, so ist die gesamte Durchbiegung

$$f = \frac{s}{\pi} \frac{Q}{P_0} \sqrt{\frac{P^*}{P_0}} \left\{ 2 \operatorname{tg} \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{P_0}{P^*}} - \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P_0}{P^*}} \right\}.$$

Die Abkürzung $P^* = \pi^2 TI/s^2$ ist nicht mit der Knicklast P_k nach Engeßer-Kármán zu verwechseln. Hier ist nämlich $T = T(\sigma_{m0})$, während in der Knicklast P_k statt dessen $T = T(\sigma_k)$ zu setzen wäre.

b) Als weiteres Beispiel betrachten wir den gleichen Stab, der — zunächst ohne Längskraft ($P = 0$) — nur von einer kleinen Querbewehrung gebogen wird. Kommt dazu als zweite Belastungsstufe eine Längskraft gesteigert bis auf P_1 , so werden — genügend kleines Q vorausgesetzt — an beiden Rändern des Querschnittes nur Druckspannungen auftreten. Bezeichnet E_1 den Tangentenmodul für beliebige $\sigma_{m1} = P_1/F$, so kann man zwar die Spannungsunterschiede gegenüber dem Mittelwert jeweils genügend genau gleich

$$\Delta \sigma_a = E_1 \cdot \Delta \varepsilon_a \quad \text{und} \quad \Delta \sigma_i = E_1 \cdot \Delta \varepsilon_i$$

setzen. Die übliche Differentialgleichung für die Biegelinie gilt jedoch hier nicht mehr, weil ja E_1 mit σ_{m1} veränderlich ist. Die Durchbiegung f kann man daher nur durch Integration über die Spannungs-Dehnungslinie $\varepsilon = \varepsilon(\sigma)$ erhalten. Es wird ein anderer Wert eintreten, als nach der obigen Formel für f .

Zusammenfassend ist festzustellen: Für den hier vorausgesetzten kleinen Bereich von Q und f ist die Mitteldurchbiegung f im

Falle a) $f = f(T)$, mit $T = T(\sigma_{m0})$, im

Falle b) dagegen $f = f$ (abhängig von der Gesamtheit der E_1 für alle Spannungen zwischen 0 und σ_{m1}).

Es besteht also ein grundlegender Unterschied zwischen den Fällen a) und b), trotzdem die Gesamtbelastung in beiden Fällen gleich groß ist. Die Ursache dieses Unterschiedes ist in der verschiedenen Reihenfolge beim Aufbringen der Lastkomponenten P und Q zu suchen.

3. Die Gesetze von Bauschinger

Die Verformungen sind im plastischen Bereich, d. h. für $\sigma > \sigma_{\text{Elast}} (\approx \sigma_{\text{Prop}})$, nicht umkehrbar. Es gelten die Gesetze von Bauschinger, die wir in Form der folgenden Hypothesen zugrunde legen wollen (Abb. 2):

- a) $\varepsilon(+\sigma) = -\varepsilon(-\sigma)$.
- b) $\varepsilon_{\text{plast}} = \varepsilon(\sigma) - \sigma/E$.
- c) Für die Entlastung gilt das Hookesche Gesetz $\varepsilon_{\text{elast}} = \sigma/E$.
- d) Bei der Weiterbelastung (nach einer Zwischenentlastung) gilt wieder das alte Gesetz. Wenn also bei der Entlastung keine entgegengesetzte plastische Dehnung stattfand, wird $\varepsilon_{\text{gesamt}} = \varepsilon(\sigma)$ durch die Zwischenentlastung nicht beeinflusst.
- e) Bei Entlastung von σ_1 wird die Proportionalitätsgrenze auf σ_1 gehoben. Die Länge des Proportionalitätsbereiches bleibt unverändert, d. h. es gilt $\sigma_{-P} = \sigma_1 - 2 \sigma_P$.

¹ $T(\sigma_{m0})$ bedeutet, daß E_1 an der Stelle σ_{m0} der σ - ε -Linie zu messen ist. Sinngemäß $\varepsilon(\sigma)$ usw.

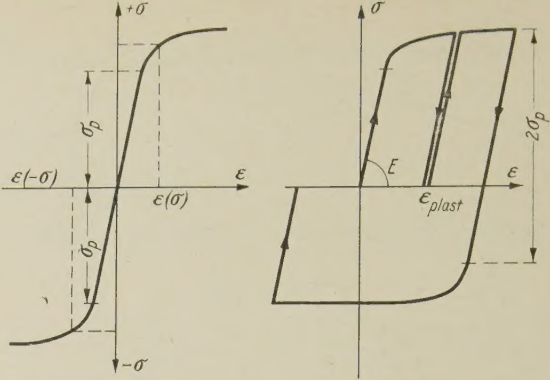


Abb. 2. Die Sätze von Bauschinger.

f) Von der Zeit abhängige Verformungen (Kriechen) und Alterungserscheinungen werden nicht berücksichtigt.

4. Das Modell von E. I. Ryder

Da sich die mechanischen Eigenschaften des Systems mit der Höhe der Belastung ändern, variiert z. B. die Nulllinie eines Biegebalkens sowohl mit der Stelle wie mit der Höhe der Belastung, und an die Stelle von EI im elastischen Bereich tritt bei plastischer Biegung die Biegesteifigkeit $B = B(\sigma_m, \sigma_i, \sigma_a)$. Bei Entlastung wird B auch eine Funktion der Lastfolge. Schließlich ändert sich noch die Größe des plastizierten Bereichs mit der Höhe und mit der Folge der Belastungen.

Man hat also veränderliche Systeme schon bei den einfachsten Aufgaben. Die Zusammenhänge sind deshalb kompliziert und meist schwer numerisch zu verfolgen.

Für die folgenden Untersuchungen ist das Modell von E. I. Ryder besonders gut geeignet: Es ist sehr einfach, auch für beliebiges Elastizitätsgesetz, und zeigt dabei doch alle wesentlichen Eigenschaften des kontinuierlichen Stabes.

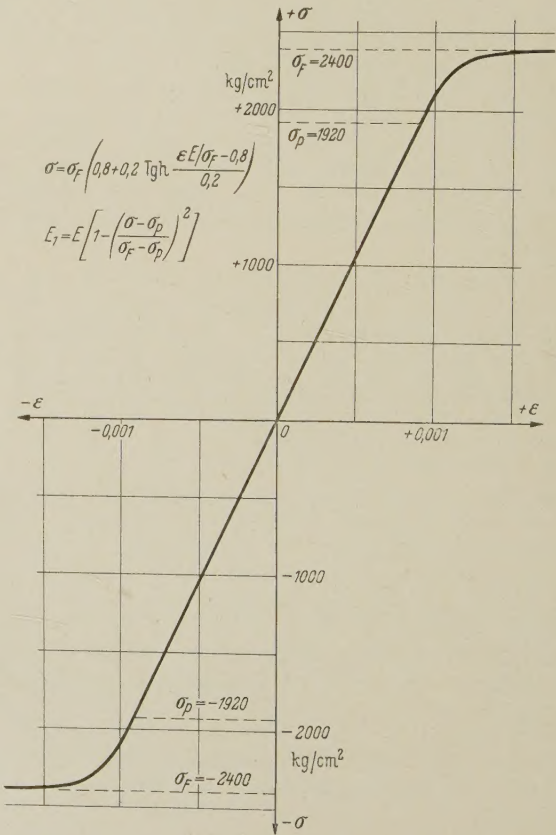


Abb. 3. Spannungs-Dehnungslinie $\varepsilon(\sigma)$ für den Baustahl St 37 von DIN 4114.

Unsere Betrachtungen werden zur Vereinfachung an einem ganz bestimmten Werkstoff durchgeführt, der als für dehnbaren Baustahl typisch gelten kann, und zwar wird die idealisierte Spannungs-Dehnungslinie zugrunde gelegt, wie sie in der deutschen DIN 4114 „Stabilitätsfälle“ für Baustahl St 37 benutzt wird. Nach Abb. 3 liegt die Proportionalitätsgrenze bei $\sigma_P = 1920 \text{ kg/cm}^2$ und die ausgeprägte Fließgrenze bei $\sigma_F = 2400 \text{ kg/cm}^2$. Die Formel für $\varepsilon(\sigma)$ im Übergangsbereich ist in Abb. 3 eingeschrieben, ebenso der Tangentenmodul $E_1(\sigma)$. Ein Verfestigungsbereich ist nicht vorhanden.

Das Rydersche Modell besteht aus zwei starren Armen und zwei elastoplastischen Stäben als „Feder“. Die Eigenschaften der Feder sollen dem oben erwähnten Idealwerkstoff entsprechen. Knicken innerhalb der Federstäbe sei ausgeschlossen. Hinsichtlich der geometrischen Form und der Belastung gelten sinngemäß die üblichen Idealisierungen.

Für das Modell werden ganz bestimmte Maßverhältnisse zugrunde gelegt (Abb. 4). Die so erhaltenen Zusammenhänge sind jedoch — entsprechend modifiziert — grundsätzlich allgemein gültig.

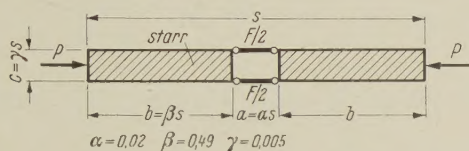


Abb. 4. Modell von E. I. Ryder.

Es werden die folgenden Verhältniszahlen benutzt:

$$\begin{aligned}\alpha &= a/s = 0,02, \\ \beta &= b/s = 0,49, \\ \gamma &= c/s = 0,005.\end{aligned}$$

Die Querschnittsfläche beider Federstäbe zusammen ist F .

Es soll an einigen einfachen Beispielen gezeigt werden, wie die Spannungen und Verformungen von der Belastungsweise, insbesondere von der Reihenfolge, abhängen, in der die einzelnen Belastungskomponenten aufgebracht werden.

5. Biegung durch Querbelastung ($P = 0$)

Die Lastanordnung ist in Abb. 5 dargestellt. Die Stabkräfte S , die Spannungen σ und die Dehnungen ε werden für Druck positiv gerechnet. Die Stabkräfte sind

$$S_i = +Q b/c = +Q \cdot \beta/\gamma, \quad S_a = -S_i.$$

Die zugehörigen Spannungen sind bei der üblichen An-

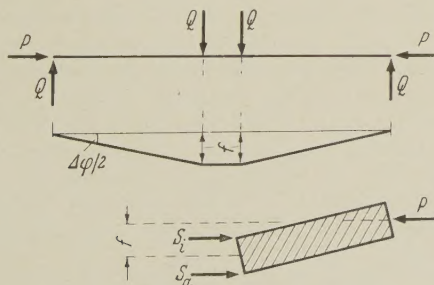


Abb. 5. Belastungsfall.

näherung unabhängig von der Größe der Durchbiegung

$$\sigma_i = +2 Q/F \cdot \beta/\gamma, \quad \sigma_a = -\sigma_i. \quad (1)$$

Die Dehnungen können bei monotoner Laststeigerung gemäß

$$\varepsilon_i = \varepsilon_i(\sigma_i), \quad \varepsilon_a = -\varepsilon_i$$

aus der σ - ε -Linie (Abb. 3) entnommen werden. Die gesamte Ausbiegung wird damit

$$\frac{f}{s} = \frac{\alpha \beta}{\gamma} \varepsilon_i. \quad (2)$$

d. h. f verläuft affin zu $\varepsilon(\sigma)$.

Wird von der Höchstlast Q_0 aus um das Maß Q_1 entlastet, so gilt in beiden Stäben das Hookesche Gesetz und die Ausbiegung geht dabei zurück um

$$\frac{f_{\text{elast}}}{s} = \frac{Q_1}{EF} \cdot \frac{\alpha \beta^2}{\gamma^2}. \quad (3)$$

Bei völliger Entlastung um $Q_1 = Q_0$ ist die bleibende Durchbiegung des Modells

$$f_{\text{plast}} = f - f_{\text{elast}};$$

dieser Wert steigt mit der Größe der höchsten Belastung Q_0 , die vor der Entlastung erreicht wurde.

Wird die Querbelastung nach einer Entlastung neu aufgebracht, so erreicht die Durchbiegung unter der Last Q_0 wieder die frühere Größe f ; wenn Q noch über das Maß Q_0 hinaus gesteigert wird, so verläuft $f(Q)$ weiter, als ob nie entlastet worden wäre.

Die Ausbiegungen wachsen schnell an, wenn sich σ der Fließgrenze nähert, der Grenzwert ist $f \rightarrow \infty$, für $\sigma \rightarrow \sigma_F$. Definieren wir die Grenzlast Q^* durch die Biegung $\sigma \rightarrow \sigma_F$, entsprechend $f \rightarrow \infty$, so erhält man² für unser Modell die Abb. 6, unbeschadet der begrenzten Gültigkeit der obigen Gleichungen, den Rechnungswert $Q^*/F = 12\,245 \text{ kg/cm}^2$. Wir verzichten darauf, den Fehler abzuschätzen, der durch die Linearisierung ($1 + \nu^2 \approx 1$) entstehen kann. Wir benutzen Q^* , wie später auch andere Werte, nur zu Vergleichszwecken.

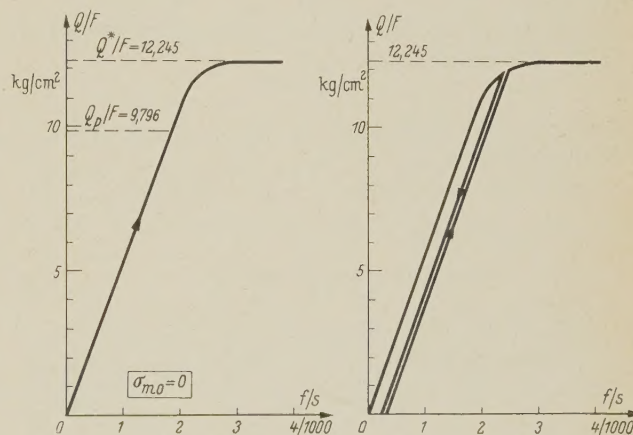


Abb. 6 $f = f(Q)$ für $P = 0$.
Traglast $Q^*/F = 12\,245 \text{ kg/cm}^2$.

6. Druckkraft ohne Knicken ($Q = 0$)

Wird ein kurzer Stab ohne Störung mit P belastet, so bleibt die Ausbiegung Null. Die plastische Stauchung ist aus dem Gesetz von Bauschinger zu entnehmen, vgl. Z. 3.

Z. B. für teilweise Entlastung von der Höchstlast P_0 herab bis auf P_1 ist

$$\varepsilon_{\text{plast}} = \varepsilon_0(\sigma_0) - (\sigma_0 - \sigma_1)/E.$$

Steigt die Belastung aufs neue, und zwar über σ_0 hinaus bis auf σ_2 , so ist die gesamte Dehnung $\varepsilon_2 = \varepsilon_2(\sigma_2)$, d. h. unabhängig von der Zwischenentlastung, falls $(\sigma_0 - \sigma_1) < 2 \sigma_P$ war.

7. Kombinierte Belastung

Zuerst I: $P = 0 \rightarrow P_0$, und dann erst

II: $Q = 0 \rightarrow Q_1$.

² Die Rechnungen für die Zahlenbeispiele wurden dankenswerterweise von meinen Assistenten, den Herren Dipl.-Ing. W. Kalbe und Dipl.-Ing. W. Marx, durchgeführt.

Es sei $\sigma_{m0} = P_0/F < \sigma'_k$ (σ'_k bezeichnet die noch zu bestimmende kleinste Knickspannung nach Engeßer-Shanley). Für die Belastungszustände der zweiten Stufe wird (für beliebige zusammengehörige Werte Q und f) aus der Gleichgewichtsbedingung zu Abb. 5 erhalten

$$s_{i,a} = \frac{P_0}{2} \pm \frac{P_0 f + Q_1 b}{c},$$

entsprechend den Spannungen

$$\sigma_{i,a} = \sigma_{m0} \pm \frac{2}{\gamma} \left(\frac{f}{s} \sigma_{m0} + \beta \frac{Q_1}{F} \right). \quad (4)$$

Diese Spannungen hängen nur von den Endwerten der Belastungskomponenten P_0 und Q_1 ab, von der Lastfolge (hier zuerst I, dann II) nur indirekt über f .

Im vorliegenden Falle einer monotonen Laststeigerung steigen die Spannungen σ_i auf der Innenseite der Biegung stetig weiter, wenn Q anwächst, und die zugehörigen Dehnungen können der σ - ε -Linie entnommen werden.

Die Spannungen σ_a auf der Außenseite nehmen dagegen während der II. Belastungsstufe monoton ab. Also gilt dafür

$$\varepsilon_a = \varepsilon_0 - \Delta \sigma_a / E,$$

$$\text{wenn} \quad \Delta \sigma_a = \frac{2}{\gamma} \left(\frac{f}{s} \sigma_{m0} + \beta \frac{Q_1}{F} \right) \quad (5)$$

die gesamte Spannungsentlastung beim Aufbringen von Q bezeichnet. Beim Aufbringen von Q nimmt $\Delta \sigma_a$ stärker zu, als dem Einfluß von Q allein entspricht [s. Gl. (1) von Z. 5], weil auch das Biegemoment $P_0 f$ noch einen (entlastenden) Beitrag liefert.

Die gesamte Dehnung auf der Außenseite beträgt daher im II. Belastungsbereich

$$\varepsilon_a = \varepsilon_0 - \Delta \sigma_a / E.$$

Für bestimmte Dehnungen ε_i und ε_a ist die Winkeländerung an der Feder

$$\Delta \varphi = (\varepsilon_i - \varepsilon_a) \cdot \alpha / \gamma$$

und die Durchbiegung $f = b \cdot \Delta \varphi / 2$ oder

$$\frac{f}{s} = \frac{\alpha \beta}{2 \gamma} (\varepsilon_i - \varepsilon_a). \quad (6)$$

Eine geschlossene Darstellung von $f = f(P_0, Q_1)$ ist im allgemeinen nicht möglich. Das Ansteigen von f ist für die Modellabmessungen von Abb. 4 und den in Z. 4 beschriebenen idealisierten Werkstoff berechnet worden und in Abb. 7 dargestellt. Für Abb. 7 ist zunächst $\sigma_{m0} = 1068 \text{ kg/cm}^2$, d. h. gleich der Hälfte der Knickspannung $\sigma'_k = 2136,0 \text{ kg/cm}^2$ gesetzt worden, der erste Teil der II. Belastungsstufe liegt also noch im Proportionalbereich.

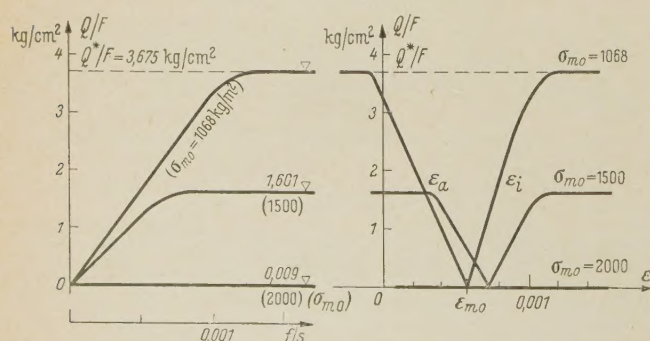


Abb. 7. I. Laststufe $\sigma_m \rightarrow \sigma_{m0} = 1068 \text{ kg/cm}^2$,
II. anschließend $Q = 0 \rightarrow Q^*$.

Eine zweite Kurve ist für $\sigma_{m0} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ gezeichnet worden, während die dritte Kurve für $\sigma_{m0} = 2000 \text{ kg/cm}^2$ für die ganze II. Belastungsstufe im plastischen Bereich verläuft. Die dritte Kurve verläuft so flach, daß ihr An-

steigen im Maßstab der Abb. 7 gar nicht mehr zu erkennen ist.

Abgesehen von den linearisierten Gleichgewichtsbedingungen Gl. (4) sind dabei keine Vereinfachungen gemacht worden.

Für größere Ausbiegungen ist darauf zu achten, ob auf der Außenseite der Biegung durch die Entlastung $\Delta \sigma_a$ nicht die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. In letzterem Falle tritt auch auf der Zugseite plastische Verformung ein und für die Dehnung ist dann zu setzen

$$\varepsilon_a = \varepsilon(\sigma_a) - \sigma_P / E - \varepsilon(\Delta \sigma_a - \sigma_P)$$

Sinngemäß können die bleibenden Dehnungen $\varepsilon_{i, \text{plast}}$ und $\varepsilon_{a, \text{plast}}$ berechnet werden und damit die bleibende Durchbiegung f_{plast} .

Die Traglast Q^* hängt von σ_{m0} ab (Abb. 7). Es handelt sich dabei, wie bereits bemerkt wurde, lediglich um theoretische Grenzwerte, weil mit σ_F sowohl ε_i wie $f \rightarrow \infty$ geht. Man beachte auch, daß Q^* mit steigender Vorspannung σ_{m0} schnell abnimmt; Beispiele sind die Grenzwerte

$$Q^*/F = 3,675 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \sigma_{m0} = 1068 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q^*/F = 1,601 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \sigma_{m0} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q^*/F = 0,009 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \sigma_{m0} = 2000 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Kombinierte Belastung, umgekehrte Lastfolge

I. Laststufe: $Q = 0 \rightarrow Q_0$, dann erst

II. Laststufe: $P = 0 \rightarrow P_1$.

Unter der Voraussetzung $\sigma_{m0} < \sigma'_k$ bleiben die Gleichgewichtsbedingungen unverändert, und für die II. Laststufe gelten wieder die Spannungen $\sigma_{i,a}$ nach Gl. (4). Für die obigen Laststufen ist jetzt zu schreiben

$$\sigma_{i,a} = \pm \frac{2\beta}{\gamma} \cdot \frac{Q_0}{F} + \sigma_{m1} \left(1 \pm \frac{2}{\gamma} \cdot \frac{f}{s} \right). \quad (7)$$

Auch hier steigt σ_i in der II. Laststufe monoton weiter an, $\varepsilon_i = \varepsilon(\sigma_i)$ kann also aus der σ - ε -Linie entnommen werden.

$$\sigma_a = -\sigma_0 + \sigma_{m1} \left(1 - \frac{2}{\gamma} \cdot \frac{f}{s} \right) \quad (7a)$$

ist zu Beginn der II. Laststufe ($P = 0$) eine Zugspannung (< 0). Bei steigender Druckkraft P_1 nimmt der Betrag der Zugspannung zunächst gemäß $\sigma_a = -\sigma_0 + \Delta \sigma_a$ ab, die zugehörige Stauchung $\varepsilon_a = \varepsilon(-\sigma_0) + \Delta \varepsilon_a$ wird um $\Delta \varepsilon_a = \Delta \sigma_a / E$ kleiner. Die Größe dieses Entlastungsbereiches hängt von verschiedenen Umständen ab, in Abb. 8 ist er sehr klein und in dem gewählten Maßstab kaum zu erkennen.

Der größte Ausschlag $\Delta \sigma'_a$ der Spannungsentlastung wird für P' erreicht, entsprechend σ'_a und f' . Für $P > P'$ tritt wieder eine Vergrößerung der Zugspannung auf, wobei die Dehnungen dem Hookeschen Gesetz folgen. Das Dehnungsgesetz $\Delta \varepsilon_a = \Delta \sigma_a / E$ gilt in diesem umkehrbaren Zwischenzustand so lange, bis $P = P''$ geworden ist, unter welcher Belastung die $()$ in Gl. 7 verschwindet. Die zugehörige Ausbiegung ist $f'' = c/2$, wobei P'' gerade allein von dem inneren Federstab getragen wird ($c/2$ entspricht der Kernweite).

Bei Laststeigerung über P'' hinaus wird die $() < 0$ und σ_a verläuft von da ab in seinem Betrage monoton ansteigend. Die zugehörigen Dehnungen genügen dafür wieder der σ - ε -Linie, gemäß $\varepsilon_a = \varepsilon(\sigma_a)$.

Bei größerer Anfangsbelastung Q_0 bzw. σ_0 kann die Zwischenentlastung $-\sigma_0 \rightarrow \sigma'_a \rightarrow -\sigma_0$ fehlen. Dies ist der Fall, wenn in Gl. (7a) die $() < 0$ ist, d. h. also, wenn die zur I. Belastungsstufe Q_0 zugehörige Durchbiegung bereits $f_0 \geq c/2$ ist.

In allgemeinen Fällen empfiehlt sich die Berechnung in entsprechend klein gewählten Intervallen der Belastung, da man sonst die Zwischenstadien leicht übersehen könnte.

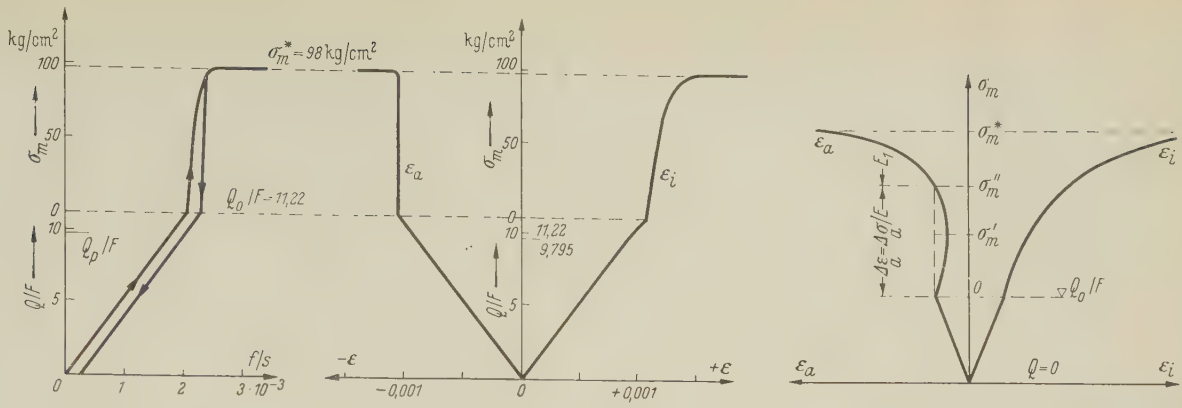


Abb. 8. I. Laststufe $Q/F \rightarrow Q_0/F = 11,22$ kg/cm²,

II. anschließend $\sigma_m = 0 \rightarrow \sigma_m^*$

9. Ausbiegung bei verschwindender Störung

Im elastischen Bereich $\sigma < \sigma_p$ ist es ohne Bedeutung, in welcher Reihenfolge die einzelnen Belastungskomponenten aufgebracht werden. Es kommt nur auf den endgültigen Belastungszustand an.

Im plastischen Bereich $\sigma > \sigma_p$ können sich jedoch erhebliche und z. T. grundsätzliche Unterschiede ergeben. Wir haben bereits an den Beispielen von Z. 2 gesehen, daß die Ausbiegung je nach der Belastungsfolge das eine Mal mit dem Engeßermodul T zu berechnen war und das andere Mal mit dem Tangentenmodul E_1 .

Die in der Lastenfolge begründeten Unterschiede werden in der Baupraxis nicht immer genügend beachtet. Wir erläutern diesen Einfluß an weiteren Beispielen.

Beim exzentrisch gedrückten Stab gilt für die Spannungen sinngemäß Gl. (4). Wir schreiben jetzt

$$\sigma_{ia} = \sigma_m \left\{ 1 \pm \frac{2}{\gamma} \cdot \frac{(e+f)}{s} \right\}, \quad (8)$$

wobei e die Exzentrizität an den beiden Stabenden bezeichnet. Es ist $f = 0$ für $\sigma_m = P/F = 0$. Je nach der Größe von e/c ergibt sich ein verschiedenartiger Verlauf von σ_a .

Bei kleiner Exzentrizität e/c steigt $\sigma_a (> 0)$ zunächst mit σ_m an. Für diesen I. Lastbereich bis P' gilt daher $\epsilon_i = \epsilon(\sigma_i)$ und $\epsilon_a = \epsilon(\sigma_a)$ d. h. die Dehnungen sind aus der σ - ϵ -Linie zu entnehmen. Für Belastungen $P > P'$ nimmt σ_a ab gemäß $\sigma_a = \sigma_a' - \Delta\sigma_a$, wobei die Dehnungen gleich $\epsilon_a = \epsilon_a' - \Delta\epsilon_a/E$ sind. Dieser II. Bereich der Entlastung gilt für $P \leq P''$, wobei die Druckspannung σ_a bei $(e+f) = c/2$ zu Null wird. Im III. Bereich, der bis $\sigma_a''' = \sigma_a - 2\sigma_p$ gilt, treten Zugspannungen auf mit Dehnungen nach dem Hookeschen Gesetz, während schließlich für $P > P'''$ auch auf der Zugseite plastische Verformungen eintreten.

Bei größerer Exzentrizität $e \geq c/2$ ist dagegen von Anfang an $\sigma_a < 0$, d. h. eine Zugspannung, die im ganzen Lastbereich monoton ansteigt.

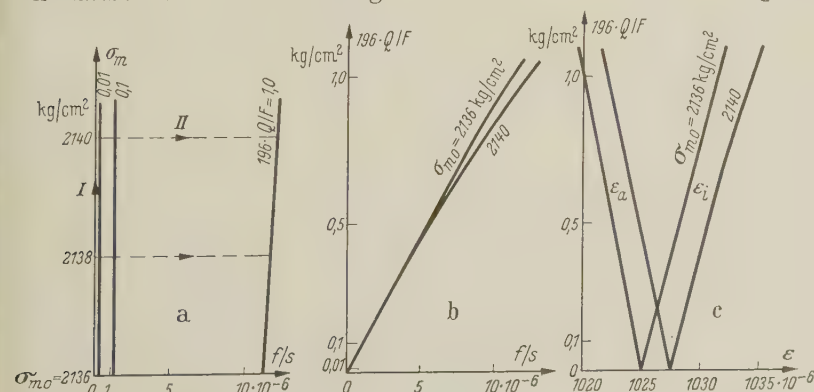


Abb. 9. Ausgangsspannung $\sigma_{m0} = 2136$ bzw. 2140 kg/cm².
I. Laststufe $\Delta\sigma_m$, II. anschließend Q .

Wir betrachten nun die nächste Umgebung der Belastung $\sigma_{m0} = 2136$ kg/cm², das ist der Wert σ_k' nach Engeßer-Shanley. Von dem Ausgangspunkt σ_{m0} sei eine zusätzliche Belastung in zwei Stufen aufgebracht, und zwar zuerst

I. $\Delta\sigma_m = 0$ bzw. 2 bzw. 4 kg/cm² und anschließend verschiedene Querbewegungen,

II. $196 \cdot Q/F = 0,01$ bzw. 0,1 bzw. 1,0 kg/cm².

Dieser Belastungsfall entspricht der Z. 2a, es ergeben sich folgende Werte ($\sigma_{m0} = 2136$ kg/cm²):

$196 \cdot Q/F =$	0,01	0,10	1,0
	$10^6 \cdot f/s$		
$\Delta\sigma_m = 0$	0,10	1,05	11,15
2	0,11	1,08	11,62
4	0,11	1,12	12,15
kg/cm²	—	—	—

Abb. 9b zeigt, daß bei dieser Lastfolge I—II die Ausbiegung $f \rightarrow 0$ geht, wenn die Störbelastung $Q \rightarrow 0$ abnimmt. Die Dehnungen ϵ_i und ϵ_a (Abb. 9c) konvergieren gegen $\epsilon(\sigma_m)$, wenn $Q \rightarrow 0$ geht.

10. Gleichzeitige Belastung

In Z. 9 wurde zuerst I. $\Delta\sigma_m$ aufgebracht, dann II. Q . Es soll nun untersucht werden, wie die Formänderungen ausfallen, wenn beide Lastkomponenten gleichzeitig aufgebracht werden. Für jeden Belastungszustand ΔP , Q , f gelten sinngemäß die Gleichgewichtsbedingungen Gl. (4)

$$\sigma_{ia} = \sigma_m \pm \frac{2}{\gamma} \left(\frac{f}{s} \sigma_m + \beta \frac{Q}{F} \right). \quad (9)$$

Wir gehen wieder von σ_{m0} aus, so daß für die Mehrbelastung $\sigma_m = \sigma_{m0} + \Delta\sigma_m$ ist. Es werden wieder die gleichen Laststeigerungen betrachtet, wie in Z. 9. $\Delta\sigma_m$ und Q sollen mit dem gleichen Faktor vergrößert werden gemäß $\lambda \cdot \Delta\sigma_m$ und λQ , so daß sie die Endbelastung gleichzeitig für $\lambda = 1$ erreichen. So dann erhält man die folgenden Werte:

a) Ausgangsbelastung $\sigma_{m0} = 2075$ kg/cm². Bei gleichzeitiger Laststeigerung um $\Delta\sigma_m$ und Q ergeben sich folgende Aufbiegungen:

$196 \cdot \frac{Q}{F} =$	$10^6 \cdot f/s$			
	0,001	0,01	0,1	1,0
$\Delta\sigma_m = 0$	—	0,06	0,55	5,52
2	0,009	0,08	0,80	6,25 *
4	—	0,08	0,83	7,00 *

* beginnende Entlastung

b) Ausgangsspannung $\sigma_{m0} = 2136 \text{ kg/cm}^2$.

0	—	0,10	1,05	11,15
2	2,50	2,60	3,60	14,50
4	5,28	5,35	6,45	18,50

c) Ausgangsspannung $\sigma_{m0} = 2140 \text{ kg/cm}^2$.

0	—	0,11	1,12	12,15
2	2,75	2,88	4,00	—
4	6,00	6,11	7,31	—

kg/cm²

Bemerkung. In den Abb. 10a bis c sind noch weitere Punkte aufgetragen, die vorstehend nicht wiedergegeben sind.

Die Darstellungen $f(Q)$ in Abb. 10a bis c zeigen für die Fälle a) bzw. b) und c) einen ganz verschiedenen Verlauf. Bei a) konvergiert $f \rightarrow 0$, wenn die Störungsbelastung verschwindet $Q \rightarrow 0$. (Man beachte, daß jedes Wertepaar Q und $\Delta\sigma_m$ für sich zu betrachten ist. Eine von dem Höchstwert Q_1 abnehmende Störung würde einen weiteren plastischen Durchbiegungsanteil hinterlassen, der vorstehend nicht eingeschlossen ist.)

Ausbiegung erreicht worden war. Der Verlauf von $f(\sigma_m)$ ist dafür ähnlich wie im Falle b).

Die Feststellung, daß von einer bestimmten Spannung σ'_k ab eine Gleichgewichtsverzweigung möglich ist, wenn gleichzeitig mit der Ausbiegung auch eine Laststeigerung eintritt, heißt Shanley-Effekt [3 und 4]. Die Knickspannung nach Engeßer-Shanley σ'_k ist kleiner als die Knickspannung σ''_k nach Engeßer-Kármán.

Die Art der Störung ist ohne Bedeutung. Die Biegelinie konvergiert unabhängig von der Art der Störung immer gegen die gleiche Form und $f(\sigma_m)$ hängt bei einer bestimmten Ausgangsspannung σ_{m0} nur von $\Delta\sigma_m$ ab.

Bemerkenswert ist noch Abb. 11 mit der Darstellung von $\varepsilon_{i,a}$ als Funktion von σ_m . Es sind die Kurven für die Ausgangsbelastungen $\sigma_{m0} = 2136$ und 2140 kg/cm^2 eingezeichnet. Danach nehmen die Dehnungen ε_a auf der Außenseite für $\sigma_m > \sigma'_k$ nicht mehr zu, sondern ε_a bleibt bei steigendem $\Delta\sigma_m$ und f zunächst unverändert, während bei etwas größeren Ausbiegungen allmählich eine Entlastung in σ_a eintritt. In der Nähe der Ausgangsspannung σ_{m0} ist bei Fall b) wie bei c) $\Delta\varepsilon_a = 0$.

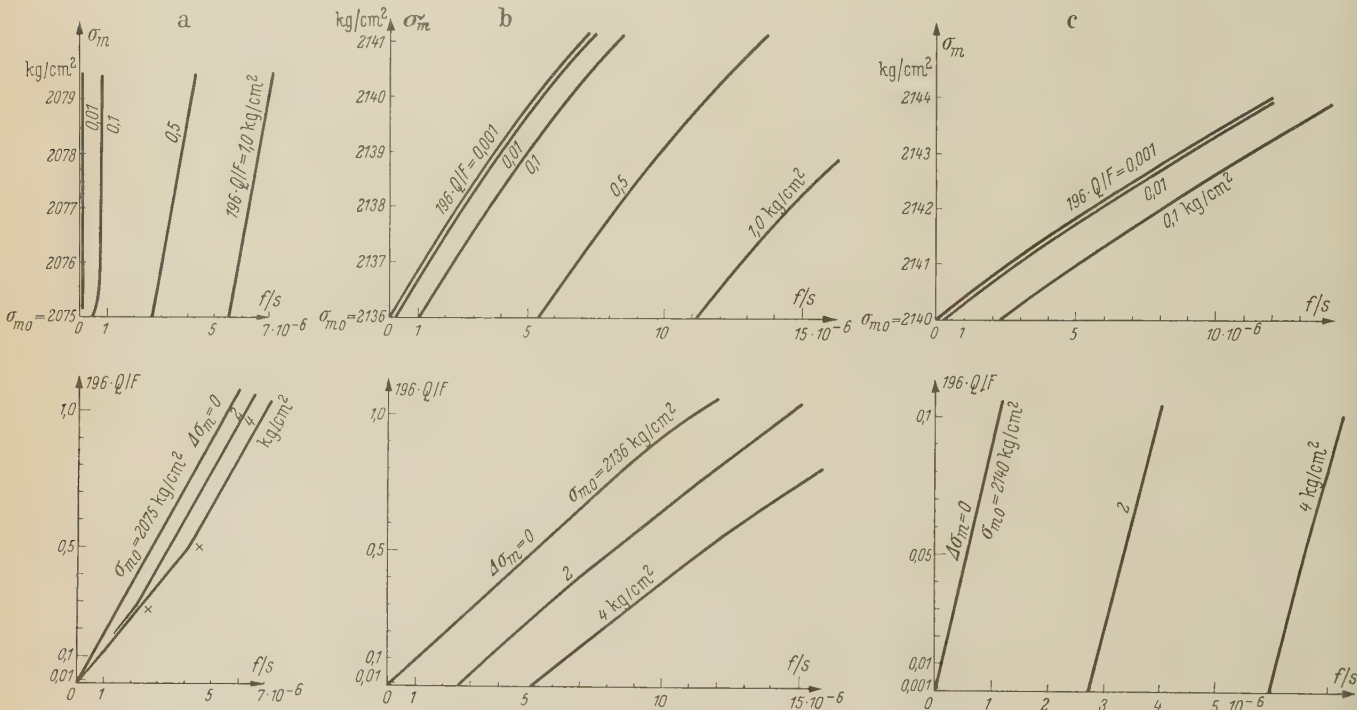


Abb. 10. Durchbiegung bei gleichzeitiger Laststeigerung um $\Delta\sigma_m$ und Q . Die Ausgangsspannungen sind a) $\sigma_{m0} = 2075 \text{ kg/cm}^2$, b) 2136 kg/cm^2 und c) 2140 kg/cm^2 .

Im Falle b) konvergiert f dagegen bei verschwindender Störung $Q \rightarrow 0$ nicht gegen Null, sondern für jedes $\Delta\sigma_m$ gegen einen ganz bestimmten endlichen Wert $f(\Delta\sigma_m)$. Gleiches gilt für den Fall c).

Diese Grenzl意思 für $Q \rightarrow 0$ werden in Z. 11 noch auf analytischem Wege bestimmt werden.

Wir können feststellen: Das Modell weist in den Fällen b) und c) offenbar mehr als nur eine Gleichgewichtslage auf. Es wäre daher zu untersuchen, welches die niedrigste Spannung ist, von der ab eine solche Gleichgewichtsverzweigung eintreten kann. Der kritische Wert ergibt sich aus Z. 11 zu $\sigma'_k = 2136,0 \text{ kg/cm}^2$, d. h. Fall b) entspricht gerade dem niedrigsten Verzweigungspunkt.

Der Fall c) ist ebenso bemerkenswert. Eine Gleichgewichtsverzweigung kann danach auch für Ausgangsspannungen $\sigma_{m0} > \sigma'_k$ eintreten, wenn σ_{m0} vorher ohne

Bemerkung. Die Zahlenrechnungen sind sehr empfindlich. Zur Erleichterung von Vergleichsrechnungen ist jeweils eine Tabelle der genauen Werte $\varepsilon(\sigma)$ erforderlich. Für den oben zugrunde gelegten idealisierten Werkstoff sind die Werte für den besonders interessierenden Bereich in der Tabelle von Z. 12 angegeben.

11. Die Formeln von F. R. Shanley

Der niedrigere Verzweigungspunkt bei steigender Belastung wurde 1946 von F. R. Shanley angegeben.

Bei der Rechnung von F. R. Shanley wird keinerlei Annahme über die den Effekt auslösende Störung gemacht. Der Verzweigungspunkt ergibt sich, ähnlich wie die Eigenwerte der klassischen Stabilitätstheorie, aus der Betrachtung der möglichen Gleichgewichtsformen.

Die folgende Rechnung wird im Anschluß an die Zahlenbeispiele von Z. 5 bis 10 durchgeführt. Man be-

achte, daß sich die Bezeichnungen und die Darstellung hier etwas von denen meiner früheren Veröffentlichungen [4 und 5] unterscheiden.

Es bezeichne $\sigma_{m0} = P_0/F$ die Ausgangsspannung, von der ab die Gleichgewichtsverzweigung beginnt. Für $\sigma_m \leq \sigma_{m0}$ ist $f = 0$. Wir bezeichnen ferner mit $\Delta\sigma_i$ und $\Delta\sigma_a$ die Spannungsänderungen gegenüber σ_{m0} . Alle Spannungen zählen bei Druck positiv. Entsprechendes gilt für die zugehörigen Dehnungen.

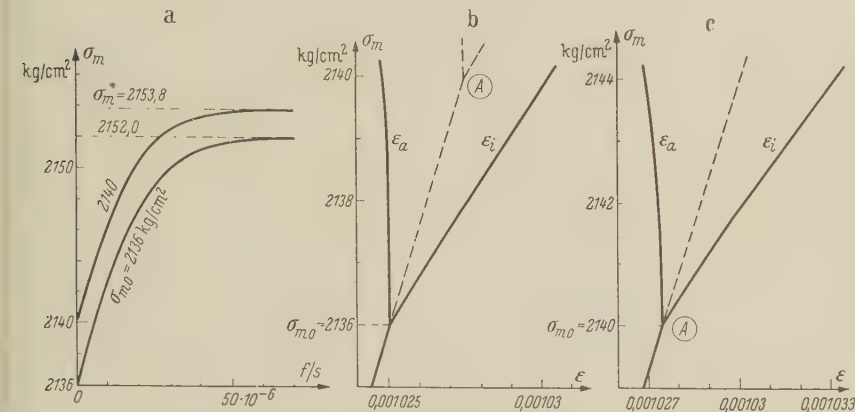


Abb. 11. Gleichgewichtsverzweigung für $\sigma_{m0} = 2136$ bzw. 2140 kg/cm^2 .

Für die Untersuchung der Gleichgewichtsverzweigung wird die Umgebung von σ_{m0} betrachtet. Für ein genügend kleines Intervall ist es dann zulässig zu setzen

$$\Delta\sigma_i = E_1 \cdot \Delta\epsilon_i, \quad \Delta\sigma_a = E_a \cdot \Delta\epsilon_a. \quad (10)$$

Auf der Innenseite der Biegung, wo die Stauchung ϵ_i mit der Ausbiegung f zunimmt, ist der Tangentenmodul E_1 einzusetzen, der an der Stelle σ_{m0} der σ - ϵ -Linie zu entnehmen ist.

Auf der Außenseite ist $E_a = E_1$ bzw. E , je nachdem, ob die Spannung σ_a mit σ_m ebenfalls weiter steigt oder ob sie abnimmt (= Entlastung).

Die Belastung des Modells nimmt zu um

$$\Delta P = (\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_a) \cdot F/2 = \Delta\sigma_m \cdot F$$

und die Zunahme der Mittelspannung σ_m gegenüber der Ausgangsspannung σ_{m0} ist

$$\Delta\sigma_m = (\Delta\sigma_i + \Delta\sigma_a)/2 = E_1 (\Delta\epsilon_i + k \cdot \Delta\epsilon_a)/2, \quad (11)$$

wenn mit $k = E_a/E_1$ das Verhältnis der E-Moduli abgekürzt wird. Man beachte, daß sich $k \geq 1$ mit der Höhe der Ausgangsspannung σ_{m0} ändert.

Einen zweiten Wert für die Gesamtbelastung σ_m bzw. für die Zunahme $\Delta\sigma_m$ erhält man aus der Momentengleichung für die Feder. Danach ist

$$Pf = (\Delta S_i - \Delta S_a) \cdot c/2 \quad \text{oder} \quad \sigma_m = \frac{c E_1}{4 f} (\Delta\epsilon_i - k \cdot \Delta\epsilon_a). \quad (12)$$

Die Ausbiegung errechnet sich über die Winkeländerung $\Delta\varphi = (\Delta\epsilon_i - \Delta\epsilon_a) \cdot a/c$ angenähert zu

$$f = \frac{b}{2} \Delta\varphi = \frac{a b}{2 c} (\Delta\epsilon_i - \Delta\epsilon_a). \quad (13)$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (12) ein, so folgt

$$\sigma_m = \frac{c^2 E_1}{2 a b} \cdot \frac{\Delta\epsilon_i - k \cdot \Delta\epsilon_a}{\Delta\epsilon_i - \Delta\epsilon_a} = \frac{c^2 E_1}{2 a b} \left\{ 1 - \frac{(k-1) \Delta\epsilon_a}{\Delta\epsilon_i - \Delta\epsilon_a} \right\}. \quad (14)$$

Darin kann man $(\Delta\epsilon_i - \Delta\epsilon_a) = 2 c f / a b$ eliminieren, so daß wird

$$\sigma_m = \frac{c^2 E_1}{2 a b} \left\{ 1 - \frac{(k-1) a b}{2 c} \cdot \frac{\Delta\epsilon_a}{f} \right\}. \quad (15)$$

Welches ist nun der Kleinstwert, für den ein Verzweigungsgleichgewicht eintreten kann?

Aus Gl. (15) kann man schließen: Nach Voraussetzung ist $f \geq 0$. Es kann also nur $\sigma_m \geq \sigma_{m0}$ sein, wenn $\Delta\epsilon_a \leq 0$ ist, das gilt auch noch für den Grenzwert $\lim (\Delta\epsilon_a/f) \leq 0$. Folglich tritt der Kleinstwert $f \rightarrow 0$ von σ_m ein, wenn $(\Delta\epsilon_a/f)_0 = 0$ ist, und zwar beträgt er

$$\min \sigma_{m0} = \sigma'_k = \frac{c^2 E_1}{2 a b}. \quad (16)$$

σ'_k ist die Knickspannung nach Engeßer-Shanley.

Ist der Grenzwert $(\Delta\epsilon_a/f) < 0$, so liegt die Ausgangsspannung höher als σ'_k . Auf diese weiteren Verzweigungspunkte hat bereits Th. von Kármán in der Diskussion zu [3] hingewiesen. Auf den Fall $\sigma_{m0} > \sigma'_k$ wird hier, abgesehen von einem verbessernden Hinweis, nicht weiter eingegangen, ich verweise auf [4] S. 199 und [5] S. 1010, wo ich die betr. Formeln angegeben habe.

Im folgenden beschränken wir uns auf den Fall $\sigma_{m0} = \sigma'_k$, den Shanley [3] als Hypothese einführt.

Für die weitere Rechnung brauchen wir noch die Gesamtbelastung nach Gl. (11). In $\Delta\sigma_m$ eliminieren wir

$$\Delta\epsilon_i = \Delta\epsilon_a + 2 c f / a b,$$

so daß wird

$$\Delta\sigma_m = \sigma'_k \left\{ \frac{2 f}{c} + \frac{a b (k+1)}{c^2} \cdot \Delta\epsilon_a \right\} \quad (17)$$

und die Gesamtbelastung entsprechend Gl. (11) gleich

$$\sigma_m = \sigma_{m0} + \sigma'_k \left\{ \frac{2 f}{c} + \frac{a b (k+1)}{c^2} \cdot \Delta\epsilon_a \right\}. \quad (18)$$

Durch Gleichsetzen der beiden Ausdrücke für σ_m in Gl. (14) und (18), sowie für $\sigma_{m0} = \sigma'_k$, auf welchen Fall wir uns jetzt beschränken wollen, erhält man eine Beziehung zwischen $\Delta\epsilon_a$ und f :

$$-\frac{\Delta\epsilon_a}{f} = \frac{2 c}{a b} \cdot \frac{1}{(k+1) + \frac{c}{2 f} (k-1)}. \quad (19)$$

Setzt man dies in Gl. (15) ein, so folgt die Lastzunahme $\Delta\sigma_m$ als Funktion der Ausbiegung f zu

$$\Delta\sigma_m = \frac{\sigma'_k}{\frac{k+1}{k-1} + \frac{c}{2 f}} \quad (20)$$

und umgekehrt die Ausbiegung f als Funktion der Lastzunahme

$$f = - \frac{\frac{c}{2} \cdot \frac{\Delta\sigma_m}{\sigma'_k}}{1 - \frac{k+1}{k-1} \cdot \frac{\Delta\sigma_m}{\sigma'_k}}. \quad (21)$$

Diese Gleichung für f gilt bei beliebigen Laststeigerungen, und die Umkehrung $\Delta\sigma_m$ gilt für beliebige Ausbiegungen, solange die oben gemachte Annäherung durch Linearisierung der σ - ϵ -Linie in der Umgebung von $\sigma_{m0} = \sigma'_k$ nach Gl. (10) ausreicht. Zu erinnern ist auch daran, daß bei der Ableitung von Gl. (13) eine Annäherung gemacht wurde, welche der Linearisierung der Differentialgleichung entspricht $[1 + (f/s)^2 \approx 1]$.

12. Die Knickspannungen

a) Die Knickspannung σ'_k nach Engeßer-Shanley (= kleinste Spannung σ_{m0} , für die ein Verzweigungs-

gleichgewicht möglich ist) kann nach Gl. (16) bestimmt werden. Laut Definition ist darin E_1 der zu σ'_k gehörige Tangentenmodul. σ'_k ergibt sich also gemäß Abb. 12 durch Probieren.

Für das spezielle Modell von Z. 4 ist

$$\frac{c^2}{2ab} - \frac{\gamma^2}{2a\beta} = 0,001\,275\,51.$$

Damit ergibt sich die folgende Tabelle (in kg/cm²):

σ_m	E_1	$\frac{\gamma^2 E_1}{2a\beta}$
2120	1735 400	2213,50
2135	1678 700	2141,2
2136,0	1674 750	2136,16
2136,2	1673 962	2135,155
2140	1658 900	2115,9

und der Wert σ'_k durch graphische Interpolation zu

$$\sigma'_k = 2136,04 \text{ kg/cm}^2.$$

Dazu gehört $E_1 = 1674\,550 \text{ kg/cm}^2$.

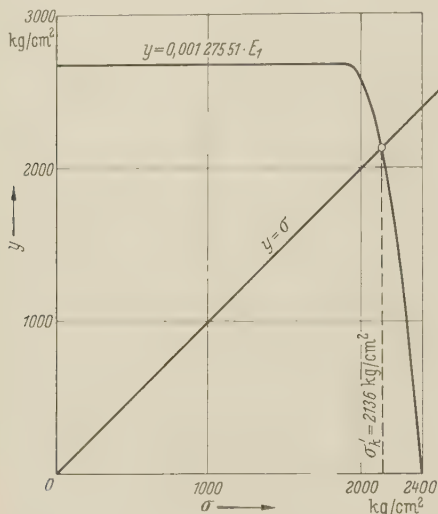


Abb. 12. Bestimmung von $\sigma'_k = c^2/2ab \cdot E_1$.

Die Knickspannung nach Engeßer-Shanley wird nach Vorstehendem genau erhalten, die Linearisierung des Elastizitätsgesetzes $\Delta\sigma_i = E_1 \cdot \Delta\epsilon_i$ ändert nichts an dem Wert σ'_k .

In den Formeln von Shanley sind auch die Knickspannungen nach der klassischen Stabilitätstheorie, d. h. für $\Delta\sigma_m = 0$, mit enthalten.

b) Knickspannung nach Euler. Im Proportionalbereich ist $E_i = E_a = E$, d. h. $k = 1$. Aus $\Delta\sigma_m = 0$ folgt $\Delta\sigma_a = -\Delta\sigma_i$ und aus Gl. (14) schließlich

$$\sigma_k = \frac{c^2 E}{2ah}. \quad (22)$$

Die Größe der Dehnungen fällt heraus, so daß über f nichts ausgesagt werden kann: Es liegt eine indifferente Gleichgewichtslage vor.

c) Knickspannung nach Engeßer-Kármán. Aus der Gl. (11) für $\Delta\sigma_m$ folgt jetzt mit $E_a = E = kE_1$

$$\Delta\epsilon_i = -k \cdot \Delta\epsilon_a$$

und aus der Gl. (14) für σ_m die Knickspannung

$$\sigma_k'' = \frac{c^2 E_1}{2ab} \cdot \frac{2k}{(k+1)} = \frac{c^2 T}{2ab}, \quad (23)$$

wenn man den Engeßer-Modul

$$T = \frac{2k E_1}{(k+1)} = \frac{2E E_1}{E + E_1} \quad (24)$$

eingführt. Aus der vorstehenden Ableitung ergibt sich, daß E_1 und entsprechend k für T bzw. σ'_k an der Stelle der Spannung σ'_k zu messen ist. Man würde in vielen Fällen einen großen Fehler machen, wenn man z. B. $E_1(\sigma'_k)$ einsetzen wollte.

Für das Modell von Z. 4 findet man analog der Abb. 12 aus dem Verlauf der σ - ϵ -Linie den Wert

$$\sigma_k'' = 2187,2 \text{ kg/cm}^2,$$

dazu gehört $E_1 = 1449\,300 \text{ kg/cm}^2$.

Bemerkung. Der Wert für T kann auch aus den Gleichungen für die Engeßer-Knickung des gewöhnlichen Druckstabes entnommen werden. Der Schwerpunkt des „gemischten Querschnittes“ E, E_1 liegt hier (vgl. [5] S. 985) $y = c E_1 / (E + E_1)$ von der Außenseite.

Der Engeßer-Modul folgt damit zu

$$T = \frac{1}{I} \left\{ E \int_a y^2 dF + E_1 \int_i y^2 dF \right\} = \frac{2E E_1}{E + E_1}.$$

13. Endliche Ausbiegungen und die Traglast

Die Gleichungen von Shanley [3] gelten (ebenso wie die Formeln meiner eigenen bisherigen Veröffentlichungen zu diesem Thema [4 und 5]) nur für die Umgebung von σ'_k , also nur für kleine Ausbiegungen. Die vorausgesetzte begrenzte Linearität $\Delta\sigma_i = E_1 \cdot \Delta\sigma_i$ wie sie von mir z. B. als Abb. 7 von [4] S. 141 für einen größeren Bereich gezeichnet wurde (vgl. auch Abb. 13 dieser Arbeit), ist aber in der Regel nicht vorhanden.

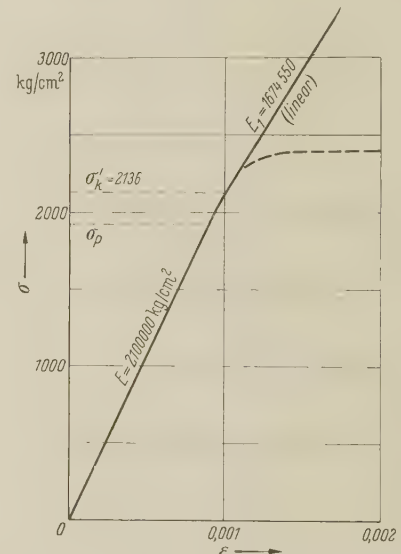


Abb. 13. Linearisiertes Dehnungsgesetz $\Delta\sigma = E_1 \cdot \Delta\epsilon$.

Die Bedeutung dieser Annahme scheint mir noch nicht genügend gewürdigt: Da E_1 mit steigendem σ_i abnimmt und k entsprechend wächst, sind die aus Gl. (21) erhaltenen Werte f grundsätzlich zu klein.

Mit der Gl. (20) für $\Delta\sigma_m$ erhält man als Grenzwert für $f \rightarrow \infty$

$$\sigma_k''' = \frac{2k}{k+1} \sigma_k' = \frac{c^2}{2ab} \cdot \frac{2E E_1}{E + E_1}, \quad (25)$$

worin E_1 nach Ableitung der Formel an der Stelle σ'_k ($< \sigma_k'''$) zu entnehmen ist. Dabei ist davon abgesehen, daß die Gl. (20) für $f \rightarrow \infty$ eigentlich sinnlos wird. Der Grenzwert darf deshalb, wie bereits bemerkt wurde, auch nur zu Vergleichszwecken benutzt werden.

Sobald der Verzweigungspunkt σ'_k bekannt ist, kann aber $f(\sigma_m)$ ohne Schwierigkeiten, wenn auch etwas mühsam, genau, d. h. unter Berücksichtigung des wirklichen Verlaufes der σ - ϵ -Linie, berechnet werden. Dafür kann man etwa den folgenden Weg beschreiten:

Das System, das bereits mit der Anfangsspannung $\sigma_{m0} = \sigma'_k$ belastet ist, wird gleichzeitig weiterbelastet durch $\Delta \sigma_m$ und durch eine kleine Störung Q/F . In der Gl. (7)

$$\sigma_{ia} = (\sigma'_k + \Delta \sigma_m) \cdot \left(1 \pm \frac{2}{\gamma} \cdot \frac{f}{s}\right) \pm \frac{2\beta}{\gamma} \cdot \frac{Q}{F}$$

wird zunächst eine Ausbiegung f/s angenommen, womit sich σ_i und σ_a berechnen lassen. Aus der Spannungs-Dehnungs-Linie können sodann ε_i und ε_a entnommen werden. Damit folgt aus Gl. (6) ein neuer Wert f/s , der im allgemeinen nicht mit der Annahme übereinstimmen wird. Die Rechnung ist bei festgehaltenen Belastungsgrößen $\Delta \sigma_m$ und Q/F zu wiederholen, bis beide Werte f/s übereinstimmen.

Definieren wir die Traglast σ^* sinngemäß als den (theoretischen) Grenzwert, für den wegen $\sigma_i \rightarrow \sigma_F$ die Ausbiegung $f \rightarrow \infty$ geht. Diese Spannung σ^* , die für allgemeine σ - ε -Linien nicht in geschlossener Form angeschrieben werden kann, stimmt offenbar nicht mit dem Wert σ'''_k nach der Shanley-Gleichung (20) für $f \rightarrow \infty$ überein.

Im folgenden betrachten wir noch die Unterschiede, die sich für unser spezielles Modell zwischen σ'_k , σ''_k , σ'''_k und σ^* ergeben.

Für das Modell von Z.4 und die σ - ε -Linie von DIN 4114 (Abb.3) ist der Verzweigungspunkt nach Engeßer-Shanley

$$\sigma'_k = 2\,136,0 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Knickspannung nach Engeßer-Kármán ($\Delta \sigma_m = 0$) ist für die wirkliche σ - ε -Linie

$$\sigma''_k = 2\,187,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Grenzwert $f \rightarrow \infty$ aus Gl. (20) bei linearisiertem Elastizitätsgesetz $\Delta \sigma_i = E_1 \cdot \Delta \varepsilon_i$ ist dagegen

$$\sigma'''_k = 2\,376,8 \text{ kg/cm}^2,$$

schließlich die Traglastspannung für $f \rightarrow \infty$ und mit der wirklichen Spannungslinie σ - ε gerechnet

$$\sigma^* = 2\,152 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Zusammenhänge sind in Abb.14 nochmals übersichtlich dargestellt.

14. Schluß

Wir vergleichen nochmals die Verzweigungsdiagramme im plastischen Bereich (Abb.15).

a) Im Falle der klassischen Knicktheorie ($\Delta \sigma_m = 0$) ist unter der Knickspannung σ'_k nach Engeßer-Kár-

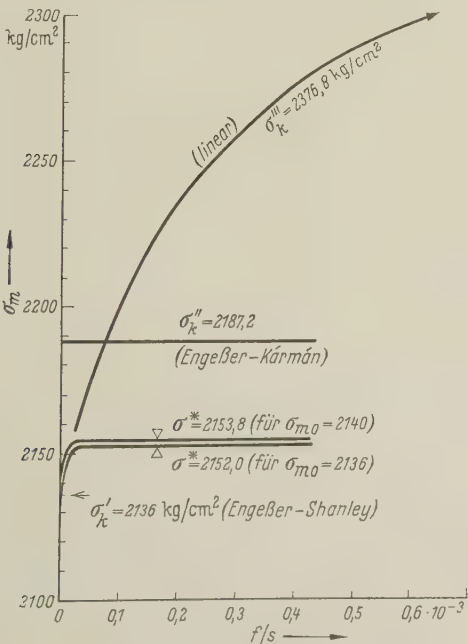


Abb. 14. Verzweigungspunkte und Traglastspannungen.

mán neutrales Gleichgewicht vorhanden. Die Größe der Ausbiegung bleibt deshalb unbestimmt.

b) Bei steigender Belastung $\Delta \sigma_m > 0$ sind nach F. R. Shanley endliche Ausbiegungen schon für Spannungen $\sigma'_k < \sigma''_k$ möglich. Auch bei linearisiertem Problem besteht für $\sigma_m > \sigma'_k$, sobald die Ausbiegung einmal begonnen hat, eine eindeutige Zuordnung (vom Vor-

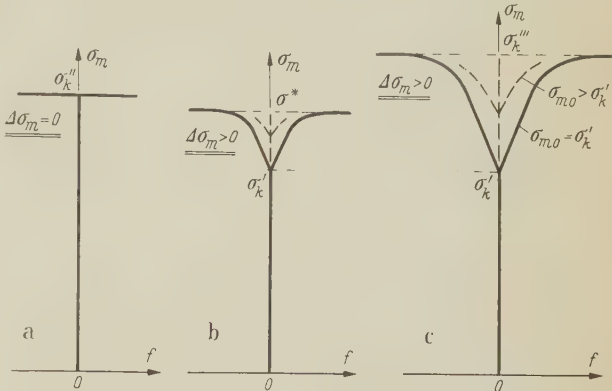


Abb. 15. Verzweigungsdiagramme (schematisch). a) Klassische Knickung, b) Knickung nach Engeßer-Shanley (verbessert), c) Knickung nach Engeßer-Shanley (linearisiert).

zeichen f natürlich abgesehen) zwischen den stabilen Gleichgewichtslagen und der Belastung σ_m . Es liegt dann sozusagen eine Gleichgewichtsaufgabe vor. Als Ausgangsspannung, für welche die Ausbiegung beginnt, ist allerdings auch jeder Wert $\sigma'_k \leq \sigma_0 \leq \sigma''_k$ möglich.

Die Definitionen der klassischen Stabilitätstheorie reichen somit nicht aus, um alle möglichen Gleichgewichtslagen zu erfassen, da es eben nicht genügt, die Stabilität einer Gleichgewichtslage bei $\Delta \sigma_m = 0$ zu prüfen.

Wie bereits von Th. von Kármán in der Diskussion zu dem Vortrage von F. R. Shanley [3] S.268 ausgesprochen wurde, muß der Begriff der Stabilität für nicht umkehrbare Vorgänge neu definiert werden.

Beim Druckstab ohne Störungen könnte die Frage z.B. lauten: Bis zu welcher Höhe σ_{mk} ist als stabile Gleichgewichtslage — auch bei steigender Belastung — nur die triviale Form $f = 0$ möglich?

Auf die allgemeine Untersuchung dieser Frage kann hier nicht eingegangen werden.

Ziel meiner Ausführungen an Hand des Ryderschen Modelles war es, auf übersichtliche Weise darzulegen, wie der Shanley-Effekt zustande kommt. Ferner sollte ein, wie ich hoffe, nunmehr lückenloser Beweis für die Richtigkeit der Gedanken von Shanley gegeben werden.

Nun ist der Shanley-Effekt aber nicht nur am Ryderschen Modell vorhanden, sondern sinngemäß bei allen kontinuierlichen Systemen, die im plastischen Bereich knicken, beulen usw.

Schon die Beispiele zu dem einfachen Modell von Z.4 haben ein recht vielfarbiges Bild ergeben. Es ist also nicht erstaunlich, daß man leicht zu Trugschlüssen kommen kann, wenn man z. B. bei Traglastaufgaben zu schematisieren versucht.

Den Abschluß mögen einige kurze, zugleich zusammenfassende Bemerkungen über verschiedene Belastungsfälle des gewöhnlichen biegesteifen Stabes bilden.

Da ist zunächst festzustellen, daß bei den Versuchen mit Druckstäben von F. R. Shanley [3] gefunden wurde, daß ε_a in der Nähe des Verzweigungspunktes tatsächlich so verläuft, wie die Abb. 11 zeigt, d. h. es ist

$$\lim_{\sigma'_k} (d\varepsilon_a/d\sigma_m) = 0,$$

während für etwas größere Werte σ_m die Stauchung ε_a

immer mehr abnimmt. Die Versuchswerte liegen jedenfalls sehr viel näher bei σ_k als bei der Knickspannung σ_k'' nach Engeßer-Kármán. Gleiches gilt für die Versuche von F. Stüssi [6] oder für die von F. Bleich [7] angeführten Versuchswerte.

Einige Beispiele zum Druckstab mit konstantem Querschnitt lassen, wenigstens für begrenzte Bereiche, auch schon mit elementaren Hilfsmitteln erkennen, wie vielgestaltig die Zusammenhänge sind. Ist die Biegesteifigkeit, worin $y = 0$ die Null-Linie bzw. die Grenze der Entlastung ist und das erste Integral für den E-Bereich gilt,

$$B - E \int y^2 dF + \int E_1(\sigma) \cdot y^2 dF$$

über die ganze Stablänge konstant, so gilt die bekannte Differentialgleichung für die Knickbiegung. Z. B. für eine Querbelastung mit $q(z) = \hat{q} \cdot \sin \pi z/s$ ist die Mittelausbiegung sodann

$$f = \frac{(s/\pi)^4 \cdot \hat{q}/B}{1 - (s/\pi)^2 \cdot P/B} = \frac{f_0(B)}{1 - (s/\pi)^2 \cdot P/B}, \quad (26)$$

a) I. Belastungsstufe $P \rightarrow P_0$, dann

II. Belastungsstufe $\hat{q} \rightarrow \hat{q}_1$.

Wenn der Spitzenwert $\hat{q}_1$ klein genug ist, um das Elastizitätsgesetz in dem Belastungsbereich II linearisieren zu können gemäß $\Delta \sigma_i = E_1 \cdot \Delta \varepsilon_i$ (die Differenzen sind von σ_{m0} aus gerechnet), so gilt die Gl. (26) mit dem Engeßer-Modul, d. h. $B = TI$, gemessen bei $\sigma_{m0} = P_0/F$.

b) I. Belastungsstufe $\hat{q} \rightarrow \hat{q}_0$, dann

II. Belastungsstufe $P \rightarrow P_1$.

$\hat{q}_0$ sei sehr klein, dann gilt in der I. Laststufe das Hookesche Gesetz. Weil nach Voraussetzung $f \ll k = W/F$ (Kernweite) bleiben soll, kann man annehmen $\Delta \sigma_{i,a} = E_1 \cdot \Delta \varepsilon_{i,a}$ (wo die Differenzen jetzt von $\sigma_{m1} = P_1/F$ aus gerechnet werden). Es gilt die Gl. (26), jedoch mit $B = E_1 I$.

c) I. Belastungsstufe $P \rightarrow P_0$ (nahe P'_k), dann

II. Belastungsstufe ΔP und $\hat{q}$ gleichzeitig.

Je nach dem Verhältnis der beiden Komponenten ΔP und $\hat{q}$ der II. Laststufe tritt Entlastung ein oder auch nicht. Für die Biegesteifigkeit gilt also ein mittlerer Modul $E_1 I \leq B < TI$. Bei größeren Ausbiegungen tritt immer eine Entlastung ein, der Wert T wird jedoch nur für $\Delta P = 0$ erreicht.

d) Exzentrischer Druck. Bei sehr kleiner Exzentrizität e treten wegen $(e + f) < k$ wenigstens zunächst keine Zugspannungen auf. Für f gilt dabei $B = E_1 I$.

Bei größerer Exzentrizität $e > k$ ist von Anfang an ein Entlastungsbereich vorhanden. Da die Spannungsverteilung der σ - ε -Linie entsprechend gekrümmt ist, gilt ein „mittlerer“ Wert B , der sich sowohl mit σ_m wie mit dem Biegemoment ändert und der demgemäß auch längs der Stabachse variiert.

Entsprechende Überlegungen sind (mit einiger Vorsicht) auch bei der Iteration von Gleichgewichtsaufgaben im plastischen Bereich anzuwenden. Z. B. aus a) und c) ist zu erkennen, daß die Biegelinie für unendlich kleine Ausbiegungen, d. h. in der Nähe des Verzweigungspunktes,

der bekannten Differentialgleichung für die Knickbiegung genügen muß, jedoch mit $B = E_1 I$. Die Knickbiegelinie ist deshalb anfänglich noch sinusförmig und der kleinste Eigenwert ist

$$P'_k = (\pi/s)^2 \cdot B.$$

e) Für einen sehr kleinen Bereich in der Umgebung von σ_k kann man deshalb (bei symmetrischem Querschnitt) in grober Annäherung die folgende Abschätzung durchführen. Sei $\Delta \sigma_m > 0$ und $f > 0$, so folgt aus der Gleichgewichtsbedingung in Stabmitte, und zwar für die eben beginnende Ausbiegung mit $\Delta \varepsilon_a = 0$ und $\Delta \sigma_m = \Delta \sigma_i/2$ die Gleichung

$$Pf = W \cdot \Delta \sigma_m.$$

Setzt man $P/F = \sigma_{m0} + \Delta \sigma_m$, und führt man die Kernweite $k = W/F$ ein, so folgt daraus

$$f = k \frac{\Delta \sigma_m / \Delta \sigma_{m0}}{1 + \Delta \sigma_m / \sigma_{m0}}$$

und umgekehrt die Spannungszunahme

$$\Delta \sigma_m = -\frac{\sigma_{m0}}{k/f - 1}.$$

Beim gewöhnlichen Druckstab erhält man also im Prinzip das gleiche Verzweigungsdiagramm $f = f(\Delta \sigma_m)$ wie für das Rydersche Modell (Abb. 15b).

Die sinusförmige Gleichgewichtslage ist allerdings nur für $f \rightarrow 0$ möglich. Für endliche Ausbiegungen ist sie nicht mehr stabil, sie hat dann keine Minimaleigenschaften mehr. Mit zunehmendem f tritt nämlich eine steigende Entlastung auf der Außenseite der Biegung auf ($\Delta \varepsilon_a < 0$), so daß die oben vorausgesetzte konstante Biegesteifigkeit $B = E_1 I$ nicht mehr zutrifft.

Untersuchungen, in denen die veränderliche Größe der Biegesteifigkeit und des Entlastungsbereiches berücksichtigt werden, gaben z. B. U. Müllersdorf [8] und A. Pflüger [9].

Ähnliche Zusammenhänge gelten schließlich auch für die plastische Biegung von Platten und Schalen. Diese Gruppe wird noch kompliziert durch die Anisotropie, die bei plastischer Verformung eintritt.

Literatur

1. G. Hamel: Theoretische Mechanik. Berlin 1949.
2. C. B. Biezeno und R. Grammel: Technische Dynamik. 2. Aufl. Berlin 1953.
3. F. R. Shanley: J. Aeronaut. Sciences 14 (1947) S. 261.
4. F. Schleicher: Bauingenieur 26 (1951) S. 139 und S. 197, sowie Abhandl. Stahlbau, H. 10, Bremen-Horn 1951, S. 126.
5. F. Schleicher: Stabilitätsfälle. Taschenbuch für Bauingenieure, 2. Aufl. Berlin 1955, Band I, S. 1007.
6. F. Stüssi: Mitteilungen TKVSB, Nr. 8. Erste Schweizer Stahlbautagung Zürich 1953, S. 209, sowie in Costruzioni metalliche Nr. 2 (1953).
7. F. Bleich: Buckling strength of metal structures. New York 1952, S. 19.
8. U. Müllersdorf: Bauingenieur 27 (1952) S. 57.
9. A. Pflüger: Ing.-Archiv 20 (1952) S. 291.

Entwicklungen auf dem Gebiet der Gezeitenkraftnutzung

Von Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund, Dozent der TH Karlsruhe

DK 627.223.2 : 627.8.093 : 620.9

1. Einleitung

Der Verfasser hatte 1956 Gelegenheit, anlässlich der „Ives Journées de l'Hydraulique“ in Paris, durch Besichtigung der südfranzösischen Wasserkraftanlage Argentat und Besuch an der Kanalküste einen Eindruck über den Stand besonders der französischen Untersuchungen zu gewinnen.

Auch die Verbindung mit der I. J. C. in Washington bestätigt den Eindruck, daß der Bau des ersten Gezeitenkraftwerkes in naher Zukunft Wirklichkeit wird.

Die folgenden Ausführungen ergänzen den Aufsatz „Probleme der Gezeitenkraftausnutzung“, Bauingenieur 30 (1955) S. 93, entsprechend dem neuesten Entwicklungsstand.

2. Hydraulische Besonderheiten

a) Leistung einer Gezeitenwelle

Die Energie, die eine Gezeitenwelle entlang einer Fläche weiterleitet, ist proportional dem Betrag des Vektors

$$\rho (g \xi + 1/2 \cdot V^2) V \quad (1)$$

mit ξ als Maß der Hebung zum mittleren Wasserspiegel. Der erste Ausdruck bezeichnet die potentielle Energie, der zweite die kinetische Energie. Die Leistung $P(t)$ in Abhängigkeit der Zeit bei einer Fläche S läßt sich ausdrücken durch

$$P(t) = \iint_S \rho (g \xi + V^2/2) V dS. \quad (2)$$

Die Fläche S wird durch einen vertikalen Schnitt festgelegt und durch den Meeresgrund und den Wasserspiegel begrenzt. In karthesischen Koordinaten geht Gl. (2) über

$$P(t) = \iint_S \rho [g \xi + u^2/2 + v^2 + v^2] (u dy - v dx) dz. \quad (3)$$

Vernachlässigt man die Veränderung von ξ entlang der Fläche S , setzt man als mittlere Geschwindigkeit die in Profilmitteln ein und werden die Projektionen S_x und S_y der Fläche S eingeführt, gilt

$$P(t) = \rho [g \xi + (u^2 + v^2)/2] (u S_y - v S_x). \quad (4)$$

Die augenblickliche Leistung in 10^6 kW bei einer Fläche in km^2 entspricht dann

$$P(t) = 0,514 (9,81 \xi + 0,132 V^2) (u S_y - v S_x). \quad (5)$$

Der Durchfluß in diesem Querschnitt in $10^6 \text{ m}^3/\text{s}$ beläuft sich auf

$$Q(t) = 0,514 (u S_y - v S_x). \quad (6)$$

Da die kinetische Energie infolge der geringen Strömungsgeschwindigkeiten klein ist, kann der Ausdruck $0,132 V^2$ vernachlässigt werden. Es ergibt sich für die Leistung aus Gl. (5) und (6)

$$P(t) = g \cdot \xi \cdot Q. \quad (7)$$

Gl. (5) liefert für verschiedene Querschnitte im Kanal und der Nordsee bei bekannten Kurven von $\xi(t)$, $u(t)$ und $v(t)$ Punkt für Punkt die Werte von $Q(t)$ und $P(t)$ und durch Planimetrieren die mittlere Leistung (Abb. 1). Beispielsweise bringt der Atlantik in den Kanal eine mittlere Leistung von $180 \cdot 10^6$ kW. Der Golf von St. Malo erhält $53 \cdot 10^6$ kW, in der Nordsee sind es insgesamt $44,1 \cdot 10^6$ kW.

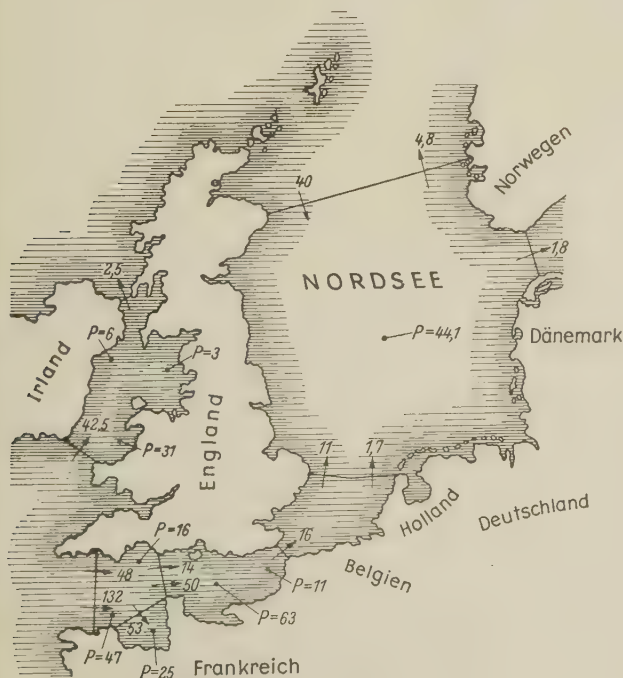


Abb. 1. Mittlere Leistung einer Gezeitenwelle in 10^6 kW.

b) Verstärkung einer Gezeitenwelle

An verschiedenen Buchten und Flußmündungen kann das Phänomen einer während des Einlaufs ständig in ihrer Höhe steigenden Gezeitenwelle beobachtet werden (z. B. Fundy-Bucht, Girondemündung). Ein Kanal mit horizontaler Sohle und der Wassertiefe h möge sich in seiner Breite verengen (Abb. 2). Eine vertikale Wand schließt bei

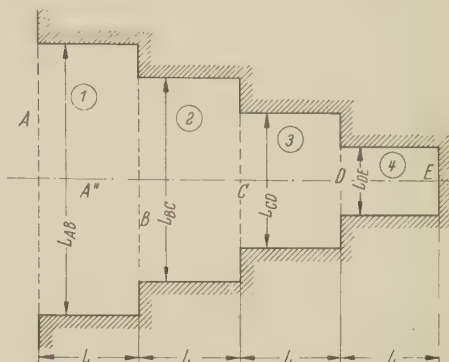


Abb. 2. Schematische Darstellung einer sich verjüngenden Kanalstrecke mit Abschluß.

E ab. Um den Verlauf solch einer Welle in der Kanalabzweigung A-B-C-D-E zu klären, werden die Abhängigkeiten der Werte $\sqrt{H}$ und v untersucht. Hierbei wird zur Vereinfachung eine ideale Flüssigkeit vorausgesetzt, auch die Differenzen der Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ zwischen zwei ungleichen Kanalstücken bleiben unberücksichtigt. Zur Erleichterung der Problemstellung sollen die verschiedenen breiten Kanalstücke gleich lang sein. Auch das Verhältnis der Einengung möge abschnittsweise gleich bleiben. Dann ist

$$\frac{L_{AB}}{L_{BC}} = \frac{L_{BC}}{L_{CD}} = \frac{L_{CD}}{L_{DE}} = c. \quad (8)$$

Zum Zeitpunkt 0, wenn sich alles in Ruhe befindet, gilt für den Querschnitt A an der Kanalabzweigung

$$v = 0 \text{ und } H = h,$$

zum Zeitpunkt $0 + \varepsilon$ wenn die Gezeitenwelle die Kanal-mündung durchlaufen hat und bis zum Querschnitt B gelangt ist,

$$v = v_{0A}, \quad H = H_{0A}.$$

Die Indizes bezeichnen den Zeitpunkt und den Ort.

Die Abhängigkeit der vorhandenen Wassertiefe von der Wellenschnelligkeit v zweier benachbarter Querschnitte zum Zeitpunkt n und $n-1$ drückt aus

$$\sqrt{H_n} - \sqrt{H_{n-1}} = \pm \frac{1}{2\sqrt{g}} (v_n - v_{(n-1)}). \quad (9)$$

Somit wird bei positivem Ablauf die Gl. (9) für die Querschnitte von E nach A

$$\sqrt{H_{0A}} - \sqrt{h} = v_{0A}/2\sqrt{g}. \quad (10)$$

In einer graphischen Darstellung (Abb. 3) kann die Lage des Punktes $A_{0+\varepsilon}$, der bildlich die Verhältnisse für A" im Kanalabschnitt 1 zum Zeitpunkt $0 + \varepsilon$ ausdrückt, auch durch

$$\text{tg } \varphi_1 = 1/2\sqrt{g} \quad (11)$$

definiert werden. Verfolgt man den Ablauf zum Zeitpunkt 0 vom Querschnitt A nach Querschnitt B — dann negativer Ausdruck der Gl. (9) —, der zum Zeitpunkt 1 erreicht ist, dann ist, wenn als Zeiteinheit L/a angenommen wird, dieser gekennzeichnet durch den Punkt $A_{0+\varepsilon}$ und die Neigung $-1/2\sqrt{g}$. Die Ausgangsgl. (9) verändert sich in

$$\sqrt{H_{0A}} - \sqrt{H_{1B}} = -(v_{0A} - v_{1B})/2\sqrt{g}. \quad (12)$$

Wird dagegen der Ablauf von Querschnitt C in Richtung Querschnitt B beobachtet (positive Richtung), der ebenfalls zum Zeitpunkt 1 erreicht ist, dann gilt

$$\sqrt{H_{0C}} - \sqrt{H_{1B}} = (v_{0C} - v_{1B}) / 2 \sqrt{g}. \quad (13)$$

Die Geschwindigkeit wird mit v' bezeichnet, da die Kanalbreite des Abschnittes $B-C$ um das c -fache kleiner ist als die des Abschnittes $A-B$. Die Welle erreicht zum Zeit-

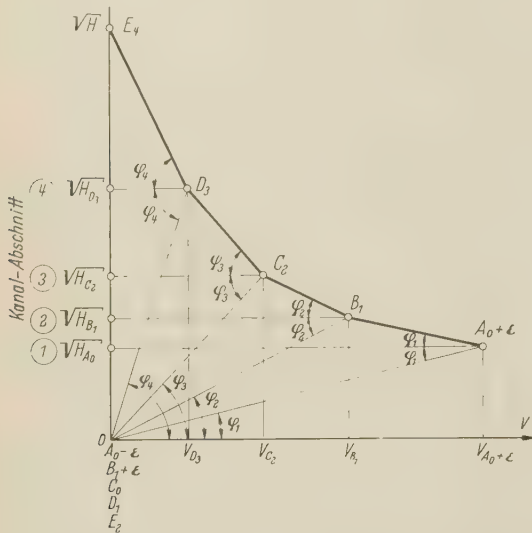


Abb. 3. Abhängigkeit von $\sqrt{H}$ und v bei einem Kanal nach Abb. 2.

punkt 1 den Querschnitt B . Damit ist der Querschnitt C noch ungestört, es kann für $\sqrt{H_{0C}} = \sqrt{h}$ und für $v_{0C} = 0$ gesetzt werden. Gl. (13) geht deshalb über in

$$\sqrt{H_{1B}} - \sqrt{h} = v_{1B} / 2 \sqrt{g}. \quad (14)$$

Zum Zeitpunkt $1 + \varepsilon$, wenn die Welle den Kanalabschnitt 2 mit der Breite L_{BC} durchläuft, dann erhöht sich die Geschwindigkeit, denn es strömt die gleiche Wassermenge auch in diesen Abschnitt. Es gilt die Bezeichnung

$$v'_{1B} = c \cdot v_{1B},$$

und eingesetzt in Gl. (14) wird diese

$$\sqrt{H_{1B}} - \sqrt{h} = c \cdot v_{1B} / 2 \sqrt{g}. \quad (15)$$

Der Schnittpunkt B_1 der beiden Geraden aus Gl. (12) und (14) kennzeichnet die Verhältnisse im Kanalabschnitt B zum Zeitpunkt 1. So kann schrittweise für die einzelnen Abschnitte der Wert für H ermittelt werden. Es wird bei Abschnitt 1 mit der Neigung $\pm 1/2\sqrt{g}$ beim Abschnitt 2 zusätzlich mit dem Wert c , bei 3 mit c^2 und für den n -ten Abschnitt mit c^{n-1} multipliziert. Den Punkt B_1 in Abb. 3 liefert z. B. der Schnittpunkt der Geraden für C_0B_1 mit der Neigung

$$\tan \varphi_2 = c^2 / \sqrt{g}$$

und für $A_0 + \varepsilon B_1$ mit der Neigung

$$\tan \varphi_1 = -1/2\sqrt{g}.$$

Sinngemäß wird für die weiteren Punkte verfahren.

Abb. 3 zeigt die schnelle Vergrößerung der Wassertiefe H in dem Maß, wie der Schwall in dem immer enger werdenden Kanalabschnitt fortschreitet.

Es gilt damit allgemein (Abb. 3) für einen sich verengenden Kanal für die Laufgeschwindigkeit zum Zeitpunkt n und dem Kanalabschnitt N

$$v_{nN} = v_{0A} \left(\frac{2}{1+c} \right)^{n-1}. \quad (16)$$

Für die Wasserspiegelhöhe ergibt sich

$$\sqrt{H_{nN}} - \sqrt{h} = \left[\sqrt{H_{0A}} - \sqrt{h} \right] \left(\frac{2c}{1+c} \right)^{n-1}. \quad (17)$$

Es entspricht also die Laufgeschwindigkeit im N -ten Kanalabschnitt der Eintrittsgeschwindigkeit mit dem Wert $[2/(1+c)]^{n-1}$ multipliziert. Auch für die Wellenhöhe gilt die einfache Beziehung, daß die Gesamtwassertiefe im n -ten Kanalabschnitt der mit $[2c/(1+c)]^{n-1}$ multiplizierten Anfangswassertiefe entspricht. Wäre beispielsweise für Abb. 2 $c = 2,0$ und $n = 4$, dann ist die Wassertiefe am Ende des Kanals (E)

$$\sqrt{H_{4E}} = 4,74 \sqrt{H_{0A}} - 3,74 \sqrt{h}.$$

Eine vom offenen Meer einlaufende Gezeitenwelle mit beispielsweise 2,0 m Höhe bei $h = 15,0$ m Wassertiefe (es ist dann $H_{0A} = 17,0$ m) verstärkt sich bis zum Kanalende. Es steigt dort der Wasserspiegel nicht um 2,0 m, sondern er hebt sich bis auf $(H_{4E} - h) = (25,6 - 15,0) = 10,6$ m. Damit vergrößert sich der Hub der Gezeitenwelle durch den im Verhältnis $c = 2,0$ sich verjüngenden Kanal auf das 5,3fache.

c) Störung eines Tideverlaufes durch ein Kraftwerk

Der Tideverlauf in einer Bucht oder in einem Kanal wird durch den Betrieb eines Gezeitenkraftwerkes gestört und möglicherweise verändert. Mit der Küste, dem Meeresgrund und dem Gezeitenablauf ist auch bekannt:

a) die Wassertiefe $h(x, y)$, bezogen auf einen mittleren Wasserspiegel,

β) der Geschwindigkeitsvektor $\bar{V}$ einer Wasserfläche im Punkt (x, y) zum Zeitpunkt (t) und der Skalar ξ , der die Lage des Wasserspiegels bei (t) zum mittleren Wasserspiegel angibt.

Die Trasse des geplanten Kraftwerkes mit Absperrdamm liegt fest. Ebenso ist auch der zeitliche Abfluß $q(t)$ für die Strecke s , wo später das Absperrbauwerk mit Krafthaus stehen soll, bekannt. Es wird der Teilabfluß für eine Teillänge (ds) der späteren Sperre zwischen dem Abschnitt s und $s + ds$ vor dem Kraftwerkbau ausgedrückt durch

$$q(s, t) ds.$$

Für die Teilstrecke ds des Bauwerkes kann die Abflußmenge mit

$$v_n(s, t) \cdot [h(s) + \xi(s, t)] ds$$

angegeben werden, wenn $v_n(s, t)$ die Normale zum Vektor $\bar{V}$ und $h(s) + \xi(s, t)$ die Wassertiefe am Punkt der Abszisse s zum Zeitpunkt (t) bezeichnen.

Somit erhalten wir eine Differenz im Durchfluß vor und nach dem Bau von der Größe

$$q(s, t) ds - v_n(s, t) [h(s) + \xi(s, t)] ds. \quad (18)$$

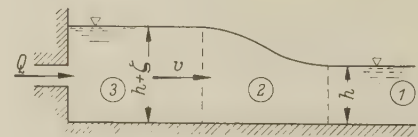


Abb. 4. Zufluß einer Wassermenge Q in einen rechteckigen Kanal.

In einem rechteckigen Kanal (Abb. 4) mit der Wassertiefe h fließt die Wassermenge Q zu. Es läuft eine Schwallwelle der Höhe ξ angenähert mit der Schnelligkeit $\sqrt{g \cdot h}$ in den Kanal. Die Zone (1) hat die Schwallwelle noch nicht erreicht, in Zone (2) stellt sich eine Störung des Wasserspiegels durch die Welle ein, in Zone (3) fließt das Wasser mit einer Geschwindigkeit (V) bei einer Wassertiefe von $h + \xi$. Die Wassermenge beträgt somit bei einer Durchflußlänge l

$$Q = l(h + \xi) V, \quad (19)$$

oder auch durch die Schwallwellenschnelligkeit ausgedrückt

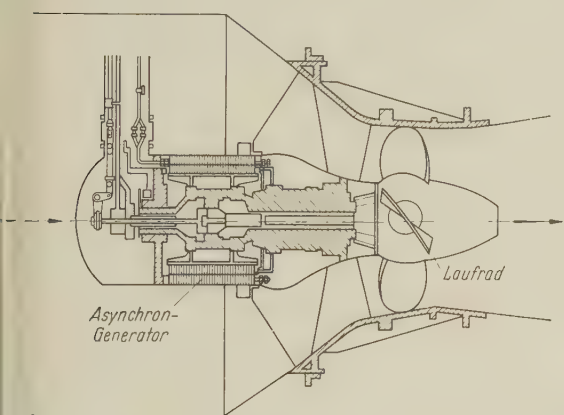
$$Q = l \sqrt{g h} \xi. \quad (20)$$

Durch Gleichsetzung von Gl. (19) und (20) wird

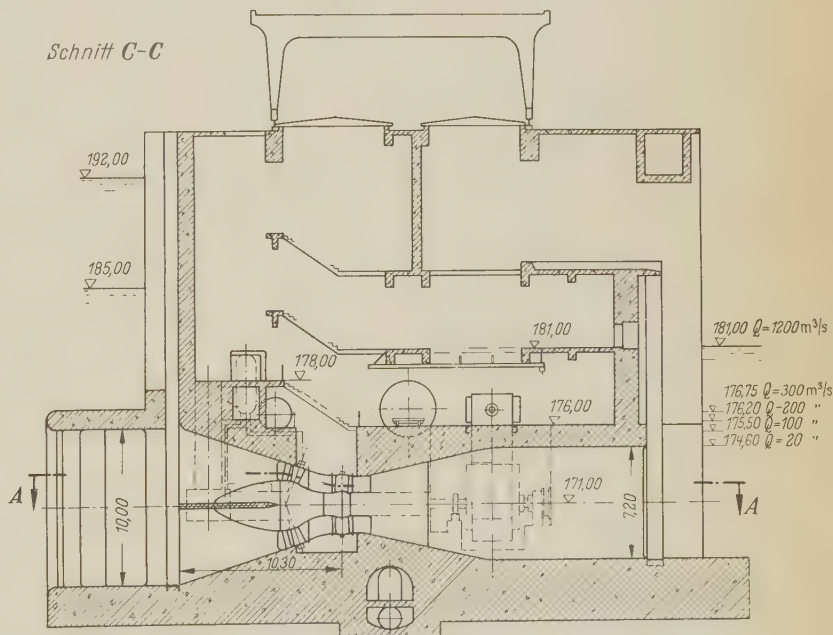
$$\xi = V \sqrt{h/g}.$$

$$V \sqrt{h/g}$$
$$\xi = V \sqrt{h/g}.$$

Aber nicht nur die Leistung des Kraftwerkes, sondern auch die Fließbewegung in einem das Meer von seiner Flußmündung trennenden Becken wird durch die größere Wichte des Salzwassers beeinflusst. Die gleichmäßige Ge-



Schnitt C-C



Schnitt A-A

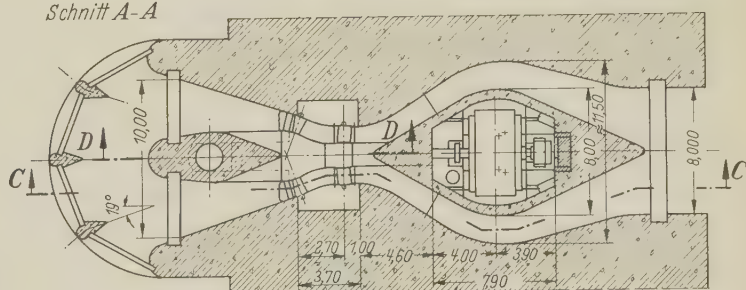


Abb. 9. Wasserkraftanlage Argentat (Dordogne, Frankreich) mit Rohrturbine, Generator in einem Schacht.



Abb. 8.
Montage einer Rohrturbine der Castel-
Wasserkraftanlage
(Pyrenäen).

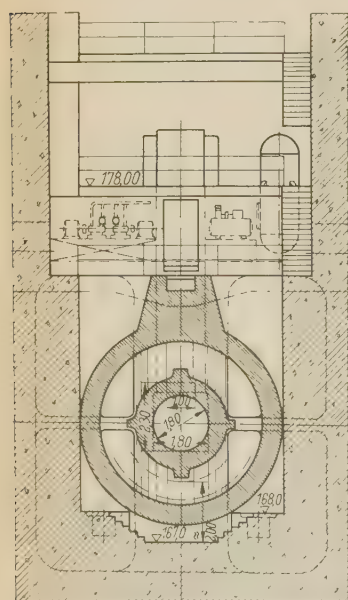
kraftanlage. Somit können die dort verwendeten Typen nicht ohne weiteres übernommen werden. Infolge der verhältnismäßig kleinen Fallhöhen kommen nur Reaktionsturbinen in Frage. Für die Anordnung der Turbinenwelle gibt es zwei Möglichkeiten: einmal die waagrechte Lage, die zur Rohrturbine führt, und zum anderen die lotrechte Stellung der Vertikalturbine.

Die neuere, mit Rohrturbinen ausgerüstete und 1954 in Betrieb genommene Castet-Wasserkraftanlage in den Pyrenäen (Abb. 7) kann zwar nur in einer Richtung beaufschlagt werden. Auch ist Pumpbetrieb nicht möglich. Bemerkenswert aber, daß das Gesamtgewicht des Stromerzeugers und der Turbine etwa nur $\frac{1}{5}$ der Anlage gleicher Leistung mit einer normalen Kaplanturbine ausmacht. Beim Bau der Anlage nahm die Montage einer Maschinengruppe nur wenige Stunden in Anspruch, da die Turbine mit Generator als ein kompletter Bauteil (Abb. 8) eingesetzt werden konnte. Der Ausbau ist in noch kürzerer Zeit möglich, Reparaturen im Zeitintervall zweier Flutspitzen erscheinen damit ausführbar.

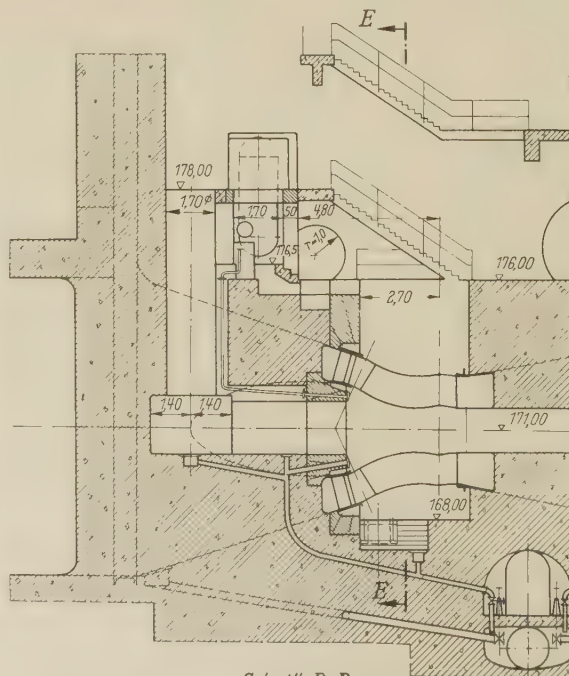
Die Wasserkraftanlage Argentat an der Dordogne ist für die energiewirtschaftliche Nutzung der Gezeitenkräfte von besonderer Bedeutung, da hier in einem binnenländischen Werk Maschineneinheiten in einem erstmaligen Großversuch Betriebsbedingungen, wie sie in einem Gezeitenkraftwerk auftreten, unterworfen werden. Die Fallhöhe schwankt zwischen 16,5 m und 9,5 m.

Vorgesehen sind Rohrturbinen mit einer Schluckfähigkeit von $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei den unterwasserseitig angeordneten Generatoren werden zwei Typen unterschieden. Der Generator liegt bei der einen Bauform in einem besonderen Schacht (Abb. 9 u. 10), beim anderen Typ arbeitet er in einem tropfenförmigen Stahlgehäuse (Abb. 11).

Bei der durch Alsthom-Charmilles zu liefernden Maschinengruppe kann man zur Turbine mit Kaplanrad durch einen Einsteigschacht (Abb. 9 u. 10) gelangen. Die Leit- und die Laufschaufeln sind verstellbar, den Stützring halten Traversen im Beton. Das Saugrohr teilt sich in zwei rechteckige Hosenrohre. Der Generator im Schacht zwischen den beiden Hosenrohren wird durch die Turbine mit einer durchgehenden Welle, die durch ein festes Rohr geführt ist, angetrieben. Das feste Rohr reicht nach Oberwasser bis zur Radnabe. Das Gegenlager des Aggregates stützt sich unterwasserseitig auf die Schachtmauer ab. Der automatische Geschwindigkeitsregler steht auf der Plattform



Schnitt E-E



Schnitt D-D

Abb. 10. Wasserkraftanlage Argentat (Dordogne, Frankreich) mit Rohrturbine, Generator in einem Schacht.

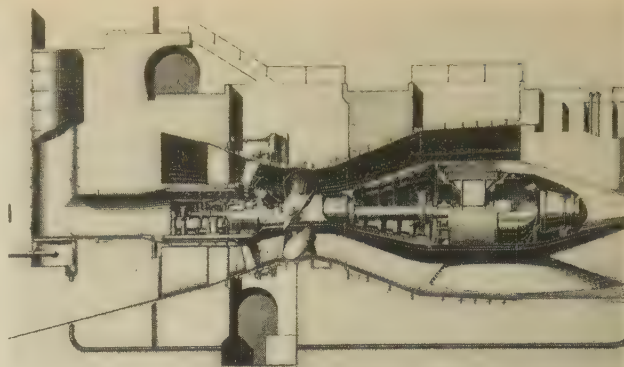


Abb. 11. Wasserkraftanlage Argentat (Dordogne, Frankreich) mit Rohrturbine, Generator ummantelt.

oberhalb der Turbine. Die Maschinengruppe soll in beiden Richtungen sowohl als Turbine als auch als Pumpe arbeiten. Bei einer Fallhöhe von 16,5 m wird als Turbine mit 150 U/min eine Leistung von 19 500 PS erzielt. $59,0 \text{ m}^3/\text{s}$ können bei 10,0 m Druckhöhe gepumpt werden.

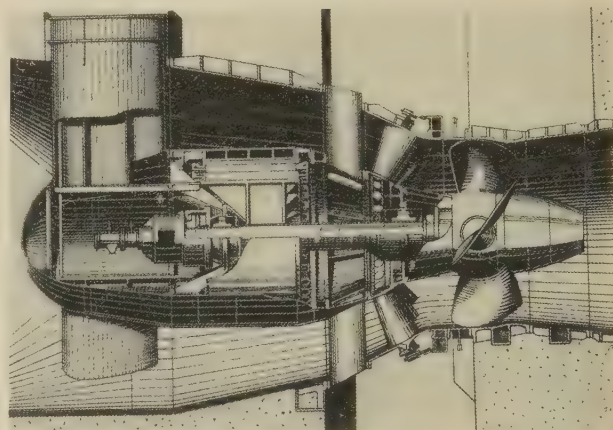


Abb. 12. Rohrturbine in der Schleuse Beaumont-Monteux (Isère).

Die Anordnung des Generators ($\cos \varphi = 0,87$) im Schacht erlaubt es, einen stets zugängigen Typ üblicher Bauart mit ausreichendem $P D^2$ zu wählen. Die Lüftung ist verhältnismäßig einfach.

Bei der zweiten Form (Abb. 11) wird die Turbine über ein Getriebe mit dem Generator verbunden. Ein Stahlmantel, allseitig umströmt, umschließt stromlinienförmig den Generator von 14 500 kVA bei 5650 V Spannung ($\cos \varphi = 0,97$). Die Belüftung besorgt ein Umwälzer unter einem Druck von $2,5 \text{ kg/cm}^2$. Die Betriebserfahrungen werden Aufschluß geben, welcher der beiden Typen beim Gezeitenkraftwerk der Vorrang zu geben ist.

Eine andere, gedrungene Bauart, bei der der Generator zur Seeseite liegt (Abb. 12), ist seit einiger Zeit in einem nicht mehr benutzten Längskanal der Schleuse Beaumont - Monteux (Isère) eingebaut. Sie arbeitet bei Fallhöhen zwischen 12,9 m und 9,8 m mit einem mittleren Volumdurchsatz von $90 \text{ m}^3/\text{s}$. Ausgelegt ist die Maschine für eine Leistung von 8500 kVA. Hier bereitet eine einwandfreie

Kühlung — sie erfolgt durch Luftumwälzung — ebenfalls gewisse Schwierigkeiten. Auch diese Bauform wird auf Grund der Betriebserfahrungen die endgültige Wahl der maschinellen Ausrüstung eines Gezeitenkraftwerkes erleichtern helfen.

Für die Vertikalturbine sind die Verhältnisse komplizierter. Ist nur eine Fließrichtung vorhanden, dann unterscheidet sich die Anordnung von Einlauf mit Spirale, Turbine und Saugschlauch nur unwesentlich von der an binnenländischen Anlagen bekannten Art. Wird eine Kaplan-turbine dagegen wechselseitig von zwei Richtungen beaufschlagt, so scheidet als Turbineneinlauf die Halbspirale, die sonst bei Niederdruckanlagen am meisten verwendet wird, infolge ihrer unsymmetrischen Form aus. Auch bei symmetrischem Einlauf in Herzblattform würden die Strömungsverhältnisse nicht wesentlich verbessert werden. Wird ein Einlaufkessel gewählt, so hat dieser den Vorteil der einfachen, für beide Einstömrrichtungen symmetrischen Wasserzuführung zum Leitrad. Werden die Strömungsgeschwindigkeiten entsprechend klein gehalten, bleiben die Verluste in vertretbaren Grenzen.

Thomas schlägt eine neue Turbine vor, die in ihrer Bauart sehr durch den bei Windturbinen üblichen Propellerbau beeinflusst ist (Abb. 13). Die Drehzahl ist etwa doppelt bis dreifach so hoch wie die einer Kaplanturbine gleicher Leistung. Dies ist vor allem für geringe Fallhöhen günstig. Der Saugschlauch muß einmal als Einlauf und dann wieder als Auslauf arbeiten. Um die Verluste klein zu halten,

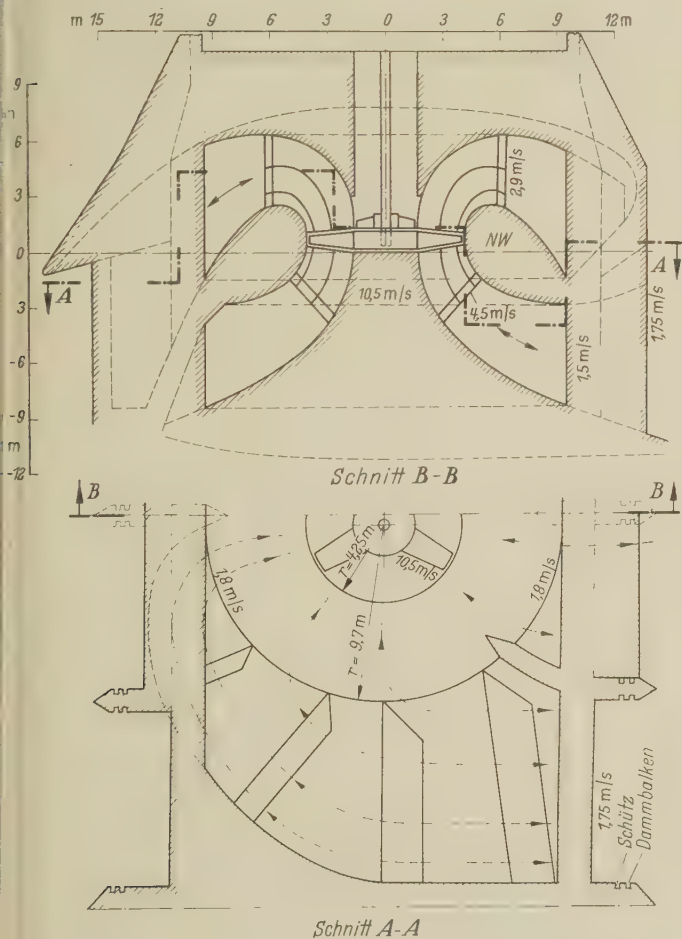


Abb. 13. Vorschlag für eine neuartige Turbine mit lotrechter Welle.

wurde auf geringe Strömungsgeschwindigkeiten geachtet. Sie betragen für die Anlage Passamaquoddy in Höhe des Eintrittsquerschnittes 1,75 m/s und erhöhen sich bei Durchfluß des Laufrades auf das etwa Sechsfache (10,5 m/s).

b) Krafthaus

a) Verwendung von Rohrturbinen

Ein Gezeitenkraftwerk mit Rohrturbine wird im allgemeinen flacher gegründet werden können als eine Anlage mit Vertikalturbine und tiefgehendem Saugschlauch. Perspektivisch dargestellt würde ein Kraftwerk, ausgerüstet mit Turbinenpumpen, in den wesentlichen Merkmalen der

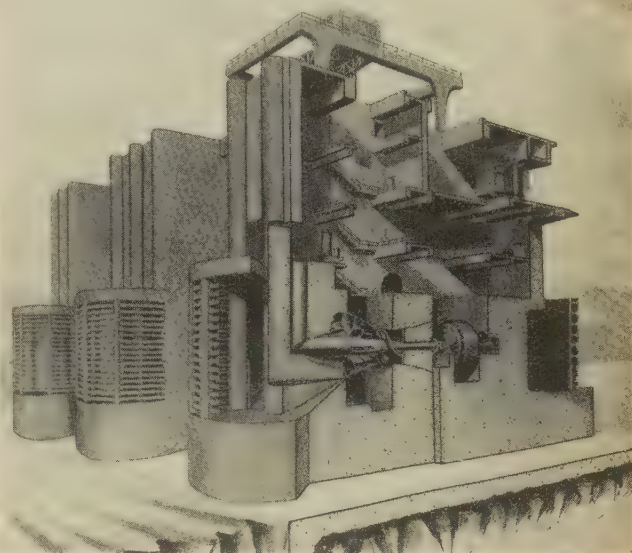


Abb. 14. Perspektivische Darstellung einer Wasserkraftanlage mit Rohrturbine und Generator in einem Schacht (Argentat).

Abb. 14 entsprechend (ausgerüstet mit einer Turbine nach Abb. 9 u. 10) aussehen. Der Turbinenein- und -auslauf, horizontal durch den Pfeiler geführt, stellt hydraulisch eine sehr günstige Lösung dar. Je nach Wasserstand fließt vom Meer zum Becken oder in umgekehrter Richtung das Betriebswasser. Somit müssen die beckenseitigen Krafthauswände auch für den höchsten Wasserstand berechnet und bewehrt werden. Der Generator zwischen den beiden Saugrohrhälften in einem Schacht kann von oben her durch einen Einsteigschacht erreicht werden. Die mehrgeschossige Innenhalle des Krafthauses ist leer, die Maschinenteile liegen unter Flur. Ein Kran für Ausbau von Turbinenteilen und Bedienung der Schütze vervollständigt die Einrichtung. Vor dem Einlauf stehen Grobrechen aus Beton, ein Notverschluß sperrt bei Bedarf den Saugschlauch. Bei Einbau einer Turbine nach Abb. 11, bei der ein stromlinienförmiges Stahlgehäuse den Generator ummantelt, kann das Krafthaus in ähnlicher Weise gebaut werden [Wickert: Besichtigungsreise zu südfranzösischen Wasserkraftanlagen, Bauingenieur 31 (1956) S. 298].

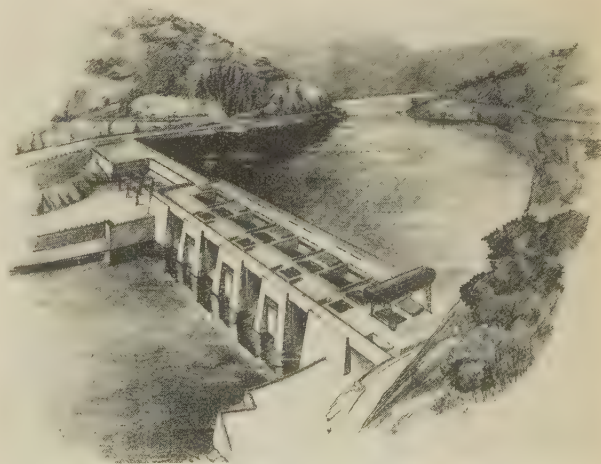


Abb. 15. Wasserkraftanlage Argentat mit drei Rohrturbinen.

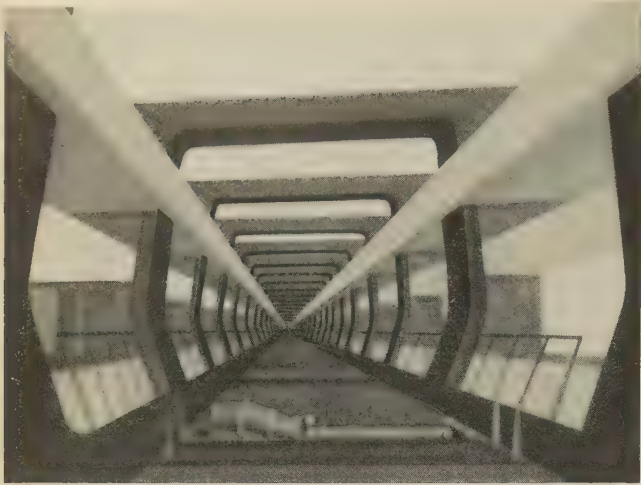
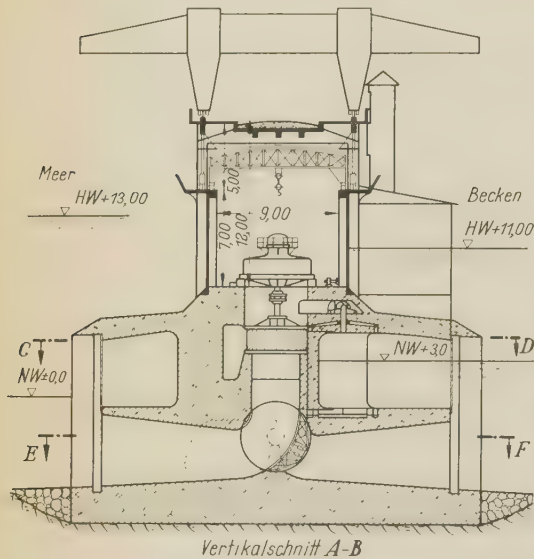
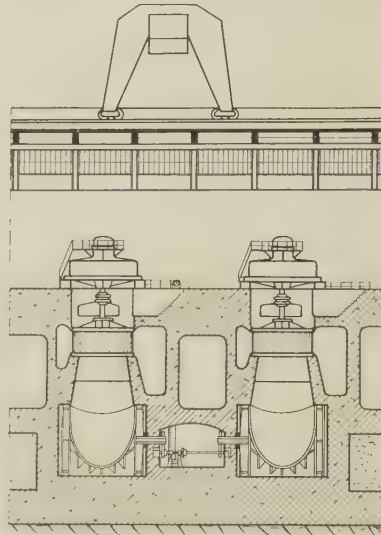


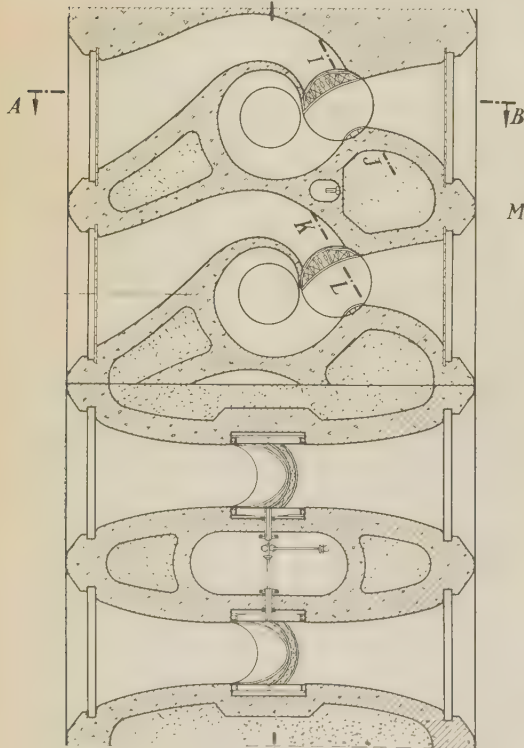
Abb. 16. Blick in ein Gezeitenkraftwerk mit mehreren Rohrturbinen nebeneinander.



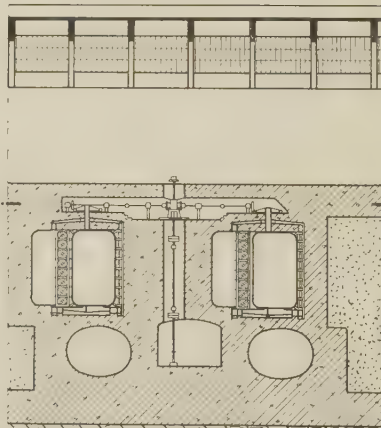
Vertikalschnitt A-B



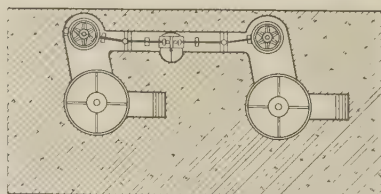
Vertikalschnitt G-H



Horizontalschnitte C-D u. E-F



Vertikalschnitte I-J u. K-L



Horizontalschnitt M-N

Abb. 17. Krafthaus mit Kaplanturbinen üblicher Bauart, die von beiden Seiten beaufschlagt werden können.

Drei Rohrturbinen, zwischen ihnen jeweils ein Segment-schütz von 12,0 m Breite und 11,5 m Höhe zur Hochwasserabführung oder auch zur Ausspiegelung der Restfallhöhe während eines Tideablaufes, erfordern eine Kraft-hausbreite von 190 m (Abb. 15). Im Krafthaus reicht der Blick bis zur anderen Hallenseite (Abb. 16), die Tiefe hängt von der Zahl der Einheiten ab.

β) Verwendung von Vertikalturbinen

Arbeitet das Kraftwerk nur in einer Fließrichtung, dann unterscheidet es sich kaum wesentlich von der üblichen Bauform einer binnenländischen Niederdruckanlage. Soll das Kraftwerk in beiden Richtungen durchflossen werden, so ist dies durch zusätzliche Anordnung eines drehbaren Diffusorkrümmers, der zugleich zwei Absperrschieber ersetzt, verhältnismäßig einfach möglich. Die dadurch geschaffenen Strömungsverhältnisse sind günstig.

Ein interessanter Vorschlag sieht im Einlauf und im Saugschlauch einen einfachen Drehschieber vor (Abb. 17). Trotz beidseitiger Fließrichtung waren diese Schieber für

Turbine und Generator den gleichen Drehsinn. Gleichzeitig ersetzen sie während der Abschalt-pause die Verschlüsse. Die Schieber im Saugschlauch beschleunigen bei Füllung oder Leerung die Endausspiegelung des Beckens, wenn durch ihre Stellung die beiden Saugschläuche als Leerschluß arbeiten. Die Frage der Dichtung ist von untergeordneter Bedeutung, da Leckwasser frei abfließen kann und der Leitungsverlust unbedeutend bleibt. Die Turbineneinläufe von Becken- und Seeseite werden durch Rechen gegen Fremdkörper gesichert.

Da Wasser reichlich zur Verfügung steht, ist es ferner möglich, eine Teilwassermenge durch besondere Kanäle unterhalb oder über die Turbine abzuleiten. Auf diese Weise wird ein dynamisches Sauggefälle bei entsprechender Leistungssteigerung erzeugt.

c) Leerschluß

Wenn auch die Saugschläuche bei abgeschalteten Rohrturbinen als Leerschluß arbeiten können, so wird im allgemeinen auf weitere Leerschüsse nicht verzichtet werden. Denn die Betriebsunterbrechung durch zu geringe Fallhöhen soll möglichst abgekürzt werden. Arbeitet die Anlage nur in einer Richtung, dann ist der Einbau einer automatischen Klappe möglich (Abb. 18). Steht auf der Meerseite der Wasserspiegel höher und überwiegt das öffnende Drehmoment, dann dreht sich das Schütz entsprechend dem wirksamen Moment und gibt einen Durchflußquerschnitt frei. Herrscht fast Spiegelgleichheit zwischen Becken und Meer, so schließt der Verschuß durch Eigengewicht. Je höher der Wasserspiegel im Becken ansteigt, desto mehr erhöht sich der Dichtungsdruck am Anschlag des Schützes.

Ein Leerschluß für beide Strömungsrichtungen ist in Abb. 19

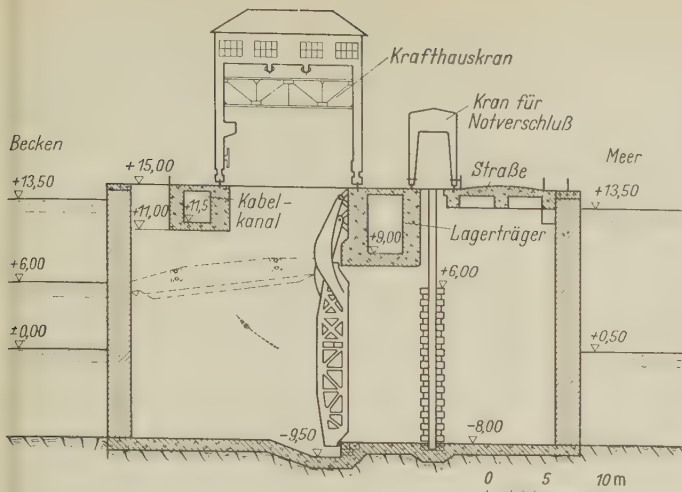


Abb. 18. Automatische Wehrklappe als Leerschuß.

dargestellt. Die Sohle verläuft horizontal, die Deckenfläche dagegen ist gewölbt. In der Mitte verengt sich der Querschnitt. Damit verringert sich die Verschlussfläche. Ein Gleitschütz, hydraulisch angetrieben, sperrt nach Bedarf den Durchfluß. Dammbalken können an beiden Seiten eingesetzt werden. Etwa im Verlauf der Achse führt in der Betonsohle ein Kontrollgang unter den Leerschüssen her. Beiderseits des Schützens münden in diesem Gang je ein Abflußrohr mit Schieber. Hierdurch wird nach eingesetz-

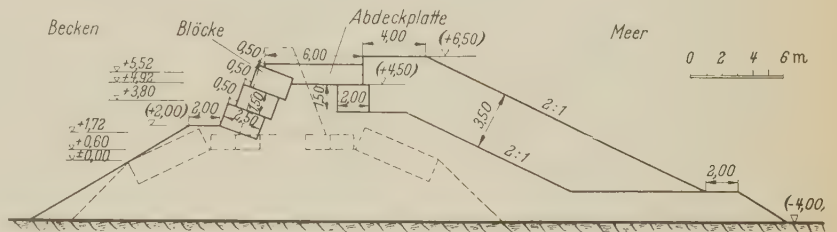


Abb. 20. Schrägdamm.

Aussparungen wurden Schienen eingegossen, die bis in die horizontale Abschlußplatte reichen und damit eine starre Verbindung der Bauelemente herstellen. Schwere Naturblöcke bis zu 4,0 t sichern auf der See- und der Beckenseite den Fuß gegen Ausspülungen.

Ein Damm aus Pfeilern und dazwischen gespannten Betongewölben ist in Abb. 22 dargestellt. Die Form des hohlen Trenndammes bestimmten statisch-wirtschaftliche Gründe. Die Hohlräume der Pfeiler und die Zwischenräume der Wölflächen bleiben mit Wasser entsprechend dem jeweiligen Außenwasserstand gefüllt, dadurch erhöht sich die Stabilität. Diese horizontal und vertikal gewölbten Bauteile können an Ort und Stelle hergestellt oder auch an einem geeigneten anderen Platz serienweise fertiggestellt werden. Sie werden dann schwimmend zur Einbaustelle gebracht und abgesenkt. Im Innern jedes Hohlteiles ist ein Prüf- und Arbeitsgang vorgesehen, von dem im Hochdruckverfahren Dichtungszement in den Boden zur Vermeidung von Unterspülung eingepreßt werden kann. Um die Grundbruchgefahr zu mindern, sind neben Zementinjektionen an den äußersten Fußpunkten des Bauwerkes volle Zementsäcke abgesenkt und Steine geschüttet.

Sind Einzelblöcke zu einem Damm zusammenzusetzen, so bereitet ein möglichst wasserdichter Anschluß bei glatten Wänden Schwierigkeiten. Durch entsprechende Verzahnung der Anschlüsse (Abb. 23) wird einmal das Einpassen erleichtert, zum anderen die Vorbereitung des Baugrundes auf der Meeressohle verringert und das Einschwimmen der Blöcke erleichtert. In der Abb. 23 wird ein Anschluß von Block 1 und 2, der in einer Flucht liegt, gezeigt. Bei Block 2 und 3 dagegen ist der Anschluß seitlich verschoben, verdreht und braucht auch der Höhe nach nicht übereinzustimmen. Trotzdem stellen die Zwischenplatten aus Beton in den Verzahnungen eine Verbindung beider Blöcke her. Die Zwischenräume werden vergossen, sei es mit Bitumen oder einem sonstigen nachgiebigen Stoff. Damit bleibt die Verbindung auch bei nachträglichen Bewegungen einzelner Blöcke erhalten.

Ein Dammabschnitt kann auch während der Bauzeit der anderen Dammstrecke auf z. B. halber Bauhöhe verharren

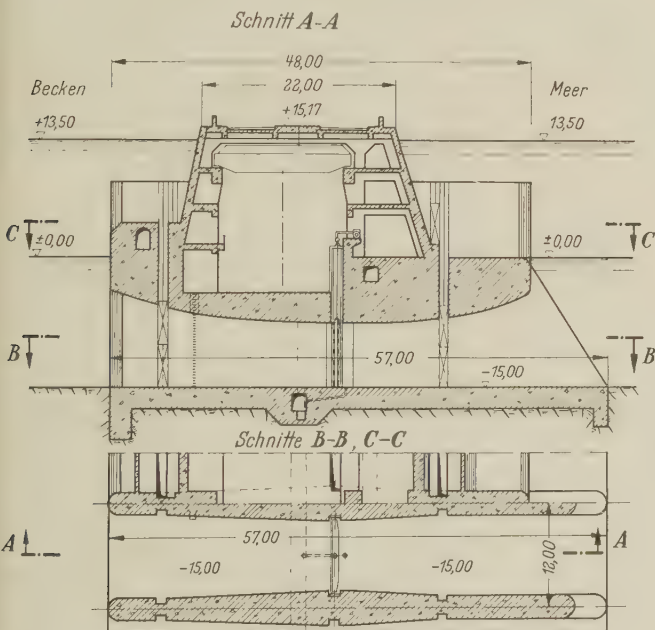


Abb. 19. Leerschuß für zwei Strömungsrichtungen.

tem Notverschluß das Wasser abgeleitet und der Leerschuß trockengelegt. Ein Laufkran, über die ganze Länge der Anlage verfahrbar, erleichtert die Arbeit bei Reparaturen am Leerschuß und transportiert Maschinenteile zum Krafthaus.

d) Absperrdamm

An das Kraftwerk schließt im allgemeinen ein Absperrdamm an, der ein Becken entsprechender Größe vom offenen Meer abtrennt oder auch eine große Bucht in mehrere Becken aufteilt.

Wird der Damm in Schüttbauweise hergestellt, so ist dabei zu berücksichtigen, daß die Schüttung den Durchflußquerschnitt langsam einengt. Hierdurch vergrößert

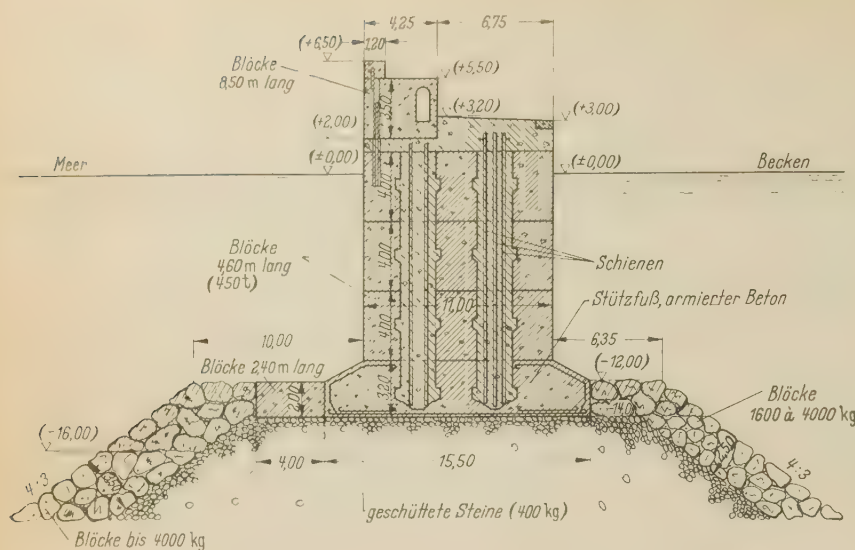


Abb. 21. Hafendamm von Marseille als Beispiel der lotrechten Bauweise.

und, da diese Zwischenkrone entsprechend befestigt ist, als Streichwehr arbeiten. Diese Durchflußblöcke wird dann im letzten Arbeitsvorgang geschlossen.

Treibt man den Abschlußdamm von beiden Ufern des Seearmes in das Meer vor, so verengt sich langsam der Durchflußquerschnitt. Die Strömungsgeschwindigkeiten erhöhen sich. Die Einschnürung führt bis zu einem Durchflußquerschnitt, der noch auf Grund der Strömungsgeschwindigkeiten vertreten werden kann. Dieser Querschnitt wird

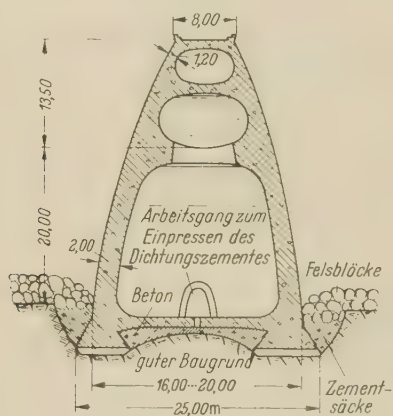


Abb. 22. Absperrdamm aus Gewölbeteilen.

dann auf einmal gesperrt. Das ganze Bauprogramm muß sich so abwickeln, das dies erst möglichst spät erfolgt. Denn die größeren Fließgeschwindigkeiten erhöhen die Schleppkraft des Wassers, die Sohle dieser Dammscharte wird angegriffen. Ist sie nicht aus Fels, muß sie entsprechend ge-

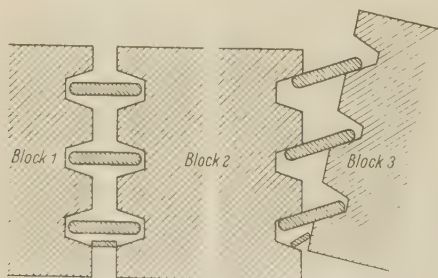


Abb. 23. Verzahnter Anschluß von Betonblöcken.

sichert sein. Die Dammscharte muß dann möglichst in einer günstigen Zeit, wenn z. B. Stürme nicht zu erwarten sind und Nipptide herrscht, durch große Bauelemente geschlossen werden. Dieser Bauabschnitt allerdings bringt einige

Erschwerungen, denn während des Absenkvorganges werden sich infolge des Gezeitenstromes sofort Wasserspiegeldifferenzen zwischen dem Becken und der offenen See einstellen. Es setzt eine stärkere Unterströmung ein. Ein entsprechender Wasserdruck wirkt auf den abzulassenden Bauteil. Durch Ballast, Senkstücke und Schotterung kann entgegengewirkt werden.

Ein besonderes Verfahren erleichtert den Anschluß des Schüttdammes an das sperrende, abzusenkende Fertigteil. Die Bauweise hat sich besonders in Holland nach der Katastrophe im Februar 1953 bewährt. In der Scharte, die der abzusenkende Betonkörper sperren soll, und dem schräg geschütteten Dammkopf halten horizontale Führungen eine ebene, nicht abgesenkte Stahlwand aus Spundwandbohlen oder Stahlnadeln. Die einzelnen Stahlbohlen sind verkeilt und fallen, wenn das Fertigteil eingeschwommen und abgesenkt ist, durch

Lösen der Keile herunter. Infolge ihrer Fallenergie rammen sie sich in den Boden um ein gewisses Maß ein. Damit ist die Lücke zwischen Dammkopf und Fertigteil gesperrt.

Bei einer horizontalen Kombination von Schüttdamm und Fertigteilen können die Strömungsverhältnisse weitgehend bis zum völligen Abschluß unverändert bleiben. Der Schüttdamm wird von der Sohle her nur so weit aufgeschüttet, wie seine Krone den Durchflußquerschnitt ohne wesentliche Strömungserhöhung einengt. Auf diesen Schüttdamm werden Betondamnteile mit großen absperrbaren Durchflußquerschnitten abgesenkt. Erst wenn der Damm über seine ganze Länge fertiggestellt ist, werden diese verschlossen. Damit ist in kurzer Zeit ohne Gefährdung durch erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten ein völliger Abschluß erreicht.

4. Projekte

a) Frankreich

In der Planung am weitesten und kurz vor Beginn der Bauausführung steht das Gezeitenkraftwerk an der Rance-Mündung 2 km stromaufwärts von St. Malo. Dort ist der Fluß fast 800 m breit, die Wassertiefe in Mitte Strom zwischen 12 m und 25 m im Ablauf einer Tide. Der Kraftwerksdamm aus Beton (Abb. 24) enthält insgesamt 38 Maschinensätze mit oberwasserseitig liegendem Generator (Abb. 25). Jeder Stromerzeuger leistet 9000 kW, damit sind insgesamt an Leistung 342 000 kW installiert. Es wird eine Jahresarbeit von $820 \cdot 10^6$ kWh erwartet. Die Turbinen mit einem Laufraddurchmesser von 5,65 m können auch als Pumpen arbeiten. Bei entsprechender Laufradstellung wirken sie als Leerschluß. An beiden Seiten des Kraftwerksdamms schließen 5 große Durchlässe an, die die Restausspiegelung des Becken- zum Meeresspiegel beschleunigen. Zusätzlich leiten sie bei der Bauausführung das Flußwasser ab. Eine Schleuse am rechten Ufer dient der Schifffahrt. Der im Flußbett anstehende Granit erleichtert die Gründung. Lediglich der stark wechselnde Wasserspiegel erfordert für den zeitlichen Ablauf des Bauvorganges besondere Überlegungen. Bis zur Inbetriebnahme der ersten Einheiten ist eine Bauzeit von 4 Jahren vorgesehen. Nach insgesamt 6 Jahren soll das gesamte Kraftwerk fertiggestellt sein. Sechs typische Bauabschnitte bringt Abb. 26. In der ersten Phase wird vom rechten Ufer ein Schüttdamm vorgetrieben, der vor allem die Baugrube für die fünf Durchlässe umschließt. Dann erfolgt im zweiten Abschnitt die Einschnürung des Flusses vom linken Ufer her, die mittlere, tiefste Durchflußrinne bleibt dabei frei. Während der dritten Bauperiode wird der Fangdamm der rechten Baugrube beseitigt, die dortigen Durchlässe führen bereits eine Teilwassermenge der Rance ab. Von der linken

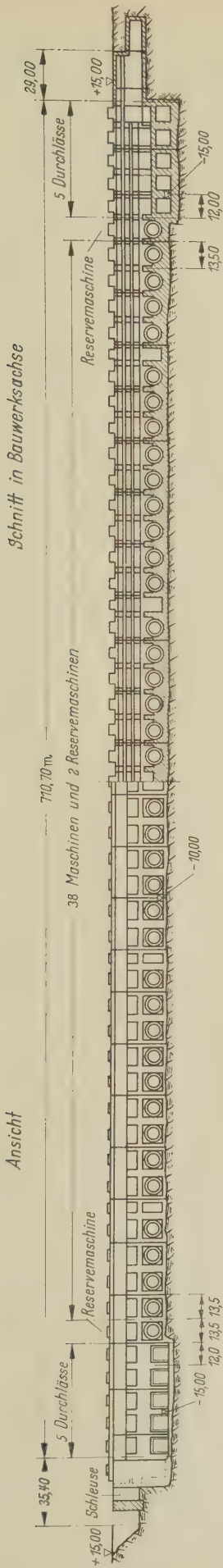


Abb. 24. Gesamtanlage des Gezeitenkraftwerkes an der Rance-Mündung.

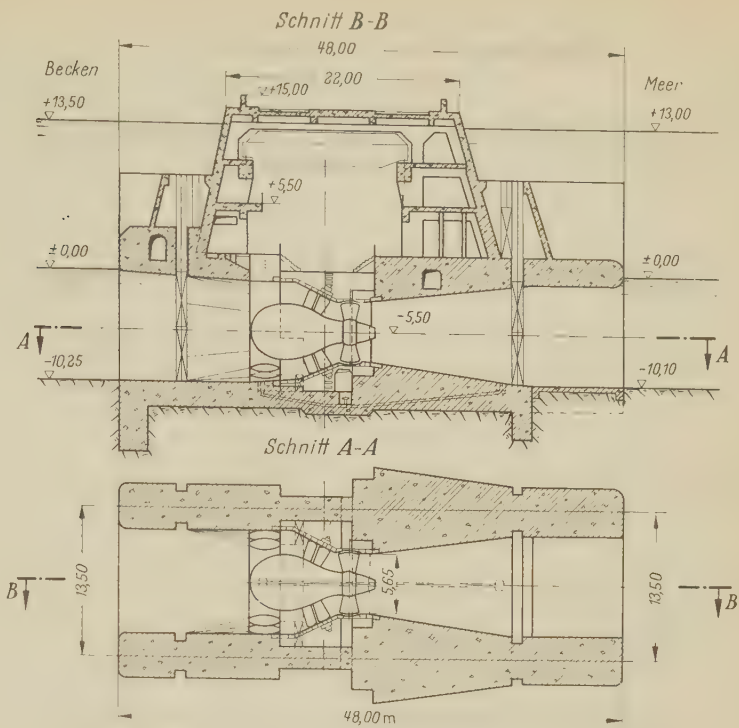


Abb. 25. Kraftwerksdamm der Anlage an der Rance-Mündung.

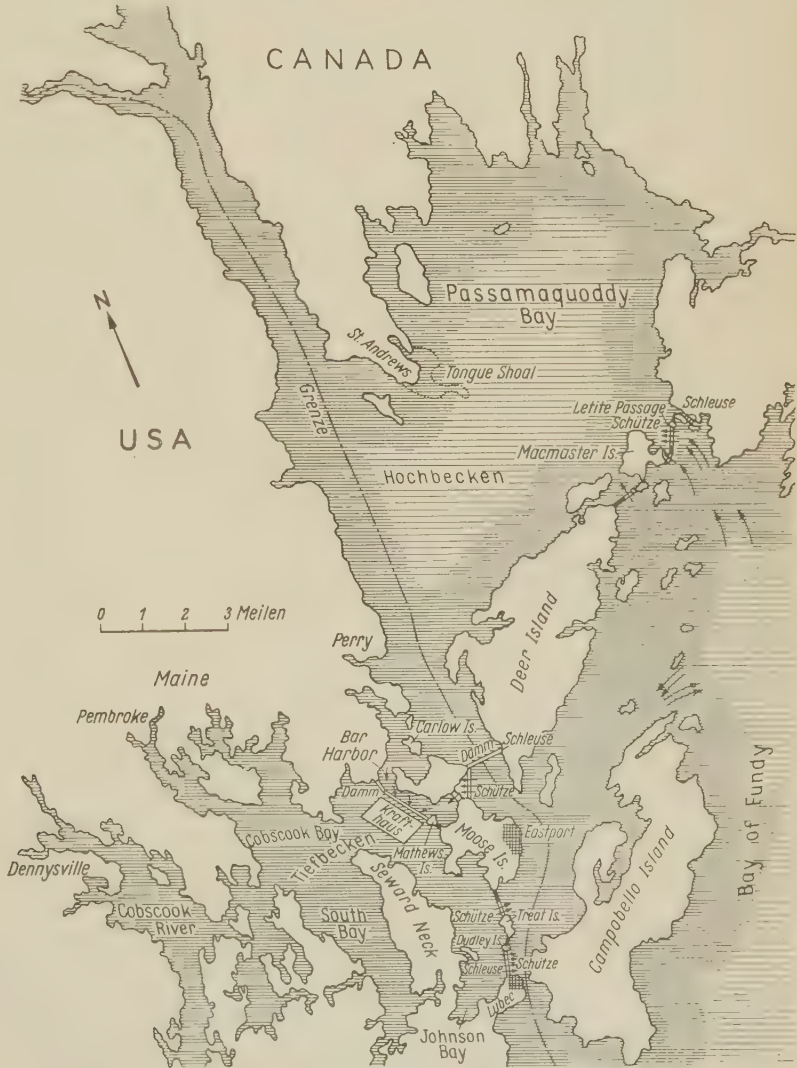


Abb. 29. Das Passamaquoddy-Projekt.

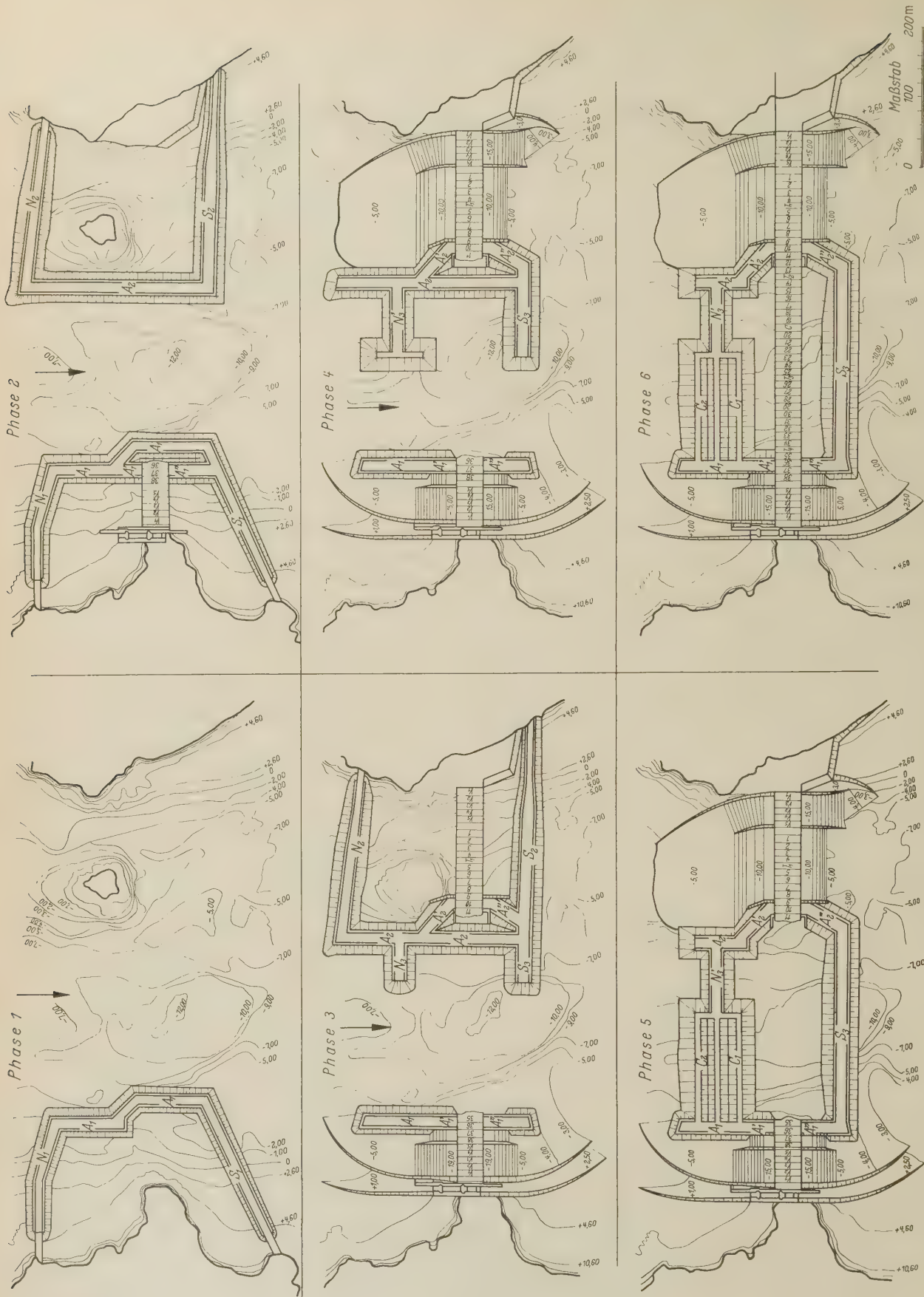


Abb. 26. Sechs typische Abschnitte für den Bau des Gezeitenkraftwerkes an der Rance-Mündung.

Baugrube her schnüren zwei Anschlußdämme den Fluß zur Mitte hin weiter. Im vierten Abschnitt werden am linken Ufer die fünf Durchlässe und acht Maschineneinheiten fertiggestellt. Die anschließende Bauphase sieht in der Mitte des Flusses eine geschlossene Baugrube für den größten

Teil des Kraftwerkdammes mit insgesamt 25 Einheiten. Der letzte Bauabschnitt, in dem bereits am linken Ufer acht Turbinen und am rechten eine Einheit arbeiten, umfaßt die Montage der restlichen Aggregate und Räumung der Baustelle.

b) England

In England ist in der Zwischenzeit das Projekt von 1945 an der Severn-Mündung neu überarbeitet worden. Diese Gezeitenkraftanlage wird nur mit Durchflußrichtung zur See arbeiten. Es ist vorgesehen, vom linken Ufer her einen rd. 2 km langen Damm bis etwa Flußmitte zu führen (Abb. 27). Durch 128 automatische Schütze wird das Becken vom Flutstrom aufgefüllt. Zwei Turbinendämme mit insgesamt 32 Maschinensätzen schließen an die Absperrdämme an. Eine Doppelschleuse in Strommitte ermöglicht der Schifffahrt die Durchfahrt.

Die Kaplan-Turbinen im Krafthaus (Abb. 28) mit einem Laufraddurchmesser von 9,30 m dürften in ihren Abmes-

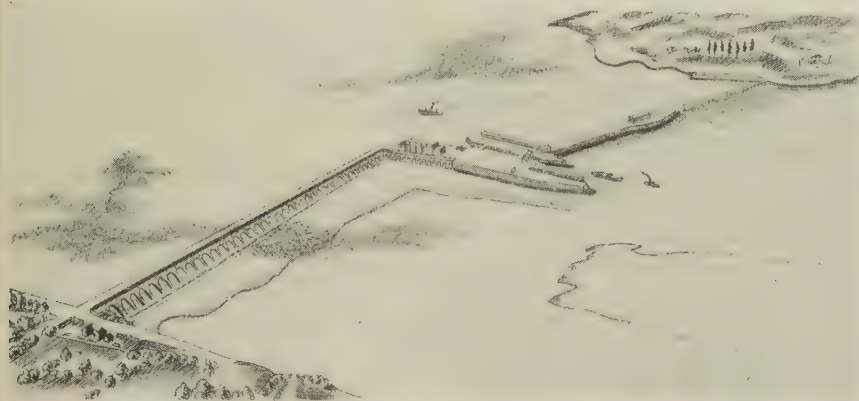


Abb. 27. Blick auf das Gezeitenkraftwerk an der Severn-Mündung.

sungen in Europa außer durch die des Wolgakraftwerkes Kubyschew kaum noch übertroffen werden. Der massive Block zur Aufnahme der Turbine und des Generators ist oben abgedeckt, eine lichte Krafthaushalle fehlt. Der fahrbare, überdachte Portalkran dient nicht nur Reparaturen am Maschinenaggregat, sondern setzt auch die Verschlüsse des Turbineneinlaufes und des Saugschlauches ein. Bei einer installierten Gesamtleistung von 800 000 kW erzeugen die Maschinensätze theoretisch im Jahr $2,477 \cdot 10^9$ kWh.

c) Amerika

Auch in Amerika ist das Problem der Gezeitenkraftnutzung erneut aufgegriffen worden. Im Februar 1956 unterzeichnete Präsident Eisenhower einen Erlaß, gemeinsam mit Canada auf internationaler Basis das Passama-

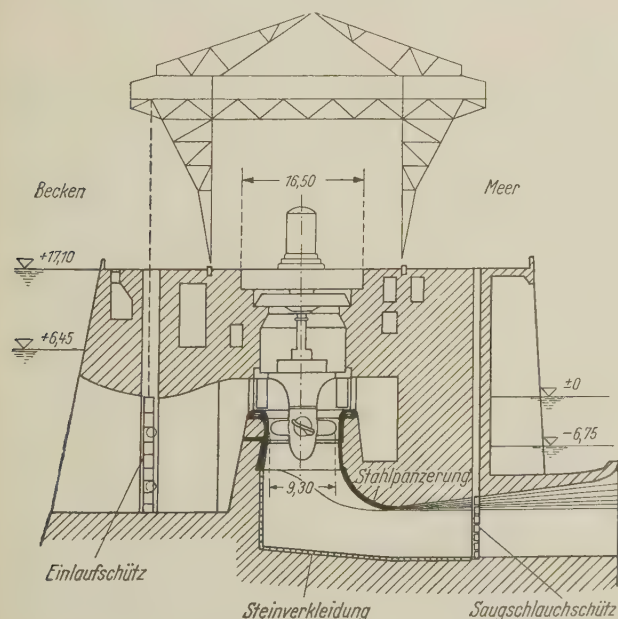


Abb. 28. Krafthaus an der Severn-Mündung.

quoddy-Projekt (Abb. 29) zu untersuchen. Für diese Arbeiten sind insgesamt 4 Mio US \$ bereitgestellt. Noch liegt nicht fest, ob eine Einbecken- oder Zweibeckenanlage wirtschaftlicher wird, ob in beiden Richtungen das Kraftwasser fließen soll, ob die Turbinen auch gleichzeitig als Pumpen arbeiten können; all diese Fragen klären die Untersuchungen. Jedenfalls ist in Amerika das Bestreben vorhanden, in kurzer Zeit über den Bau solch einer Anlage endgültig positiv oder negativ entscheiden zu wollen. Schließlich handelt es sich doch um die Erzeugung von jährlich rd. $1,6 \cdot 10^9$ kWh. Die Abb. 29 bringt eine Lösung für eine Zweibeckenanlage mit Fließrichtung nur vom Hoch- zum Tiefbecken.

d) Holland

Neu sind die Gezeitenkraftprojekte in Holland, die jetzt im Zusammenhang mit dem sogenannten „Deltaplan“ entwickelt wurden. Nach der großen Sturmflut im Februar 1953 entstand dieser Plan (Abb. 30), der vorsieht, die Meeresarme zwischen Rotterdamm und Vlissingen durch sturmsichere Dämme von der offenen See abzuteilen. Wenn auch die mittleren Tidehöbe sich nur zwischen 3,75 m im Süden und 1,60 m in Höhe Rotterdam bewegen, so laufen trotzdem Untersuchungen über den wirtschaftlichen Bau von Gezeitenkraftwerken. Das erste Projekt ist die Einbeckenanlage Veergat-Zandkreek. Trennt man

mit einem Zwischendamm in Oosterschelde ein Becken ab, dann entsteht aus Projekt 1 das Projekt 2 als Zweibeckenanlage. Bei Aufteilung der Grevelingen durch einen Damm erhalten wir eine weitere Zweibeckenanlage (Projekt 3). Die Beckenflächen würden 3000 ha, 2×3000 ha und 2×4500 ha umfassen. Beim Projekt 1 werden mit einer installierten Leistung von 16 000 kW jährlich 60×10^6 kWh erwartet, die durch das Projekt 2 bei gleicher Leistung mit 100×10^6 kWh erheblich übertroffen werden. Die nördliche Anlage (Projekt 3) soll bei 12 000 kW Leistung jährlich 70×10^6 kWh erzeugen.

5. Zusammenfassung

Nachdem in den letzten Jahren sowohl hydraulische Überlegungen als auch Verbesserungen im Bau von Rohrturbinen die Wirtschaftlichkeit von Gezeitenkraftanlagen nachweisen, rückt der Bau des ersten Werkes in greifbare Nähe. Das Kraftwerk an der Rance-Mündung (Abb. 24 bis 26) wird die erste Anlage sein, die nach bisherigen Planungen bis 1961 in Betrieb geht. Welcher der Turbinen- und Generatorenanordnung später der Vorzug gegeben wird, klären neben weiteren Versuchsanlagen vor allem die im Flußkraftwerk Argentat eingebauten Einheiten (Abb. 9 bis 11, 14 u. 15). Unabhängig davon arbeitet eine Maschine in der Anlage Beaumont-Monteux (Abb. 12).

Selbst in einem Land wie den USA, das in der Nutzung atomarer Kräfte sehr weit ist, wurden 1956 die Pläne zur Nutzung der durch die Natur kostenlos dargebotenen großen Energiemengen erneut aufgegriffen (Abb. 29). Eine internationale, durch die USA und Canada ins Leben gerufene Arbeitsgruppe wird für die terrestrisch und maritim günstigen Verhältnisse von New Brunswick (Abb. 29) untersuchen, ob eine Gezeitenkraftanlage trotz der beginnenden Atomkraftnutzung ausbauwürdig ist.

Literatur

1. L. Kammerlocher und J. Ducloux: Soc. Hydraulique, de France, IVes Journ. L'Hydraulique, Paris 1956, Quest. VI, Nr. 6.
2. L. Schwob: Soc. Hydraulique, de France, IVes Journ. L'Hydraulique, Paris 1956, Quest. VI, Nr. 8.
3. P. H. Thomas: Water Power 8 (1956) Nr. 5, S. 181.

4. M. J. Conteaud: Soc. Hydrotechn. de France, Vies Journ. Hydraulique, Paris 1956, Quest. VII, Nr. 3.
5. G. Mauboussin: Soc. Hydrotechn. de France, Vies Journ. L'Hydraulique, Paris 1956, Quest. VI, Nr. 1.
6. M. Vantrois: Ann. Inst. Techn. Bat. Travaux publics (1955) Nr. 87/88.
7. G. F. Kennedy, H. Headland: Soc. Hydrotechn. de France, Vies Journ. L'Hydraulique, Paris 1956, Quest. VI, Nr. 3.
8. R. Bonnefille: Soc. Hydrotechn. de France, Vies Journ. Hydraulique, Paris 1956, Quest. II, Nr. 2.
9. G. Remenieras: Soc. Hydrotechn. de France, Vies Journ. Hydraulique, Paris 1956, Quest. V, Nr. 2.
10. L. Vantrois: Soc. Hydrotechn. de France, Vies Journ. Hydraulique, Paris 1956, Quest. II, Nr. 8.
11. G. Wickert: Techn. Rundschau (1954) Nr. 31.
12. G. Wickert: Techn. Rundschau (1954) Nr. 43.
13. G. Wickert: Z. Forschungsstelle für Energiewirtschaft 2 (1954) Nr. 6 S. 517/37.
14. G. Wickert: VDI-Forschungsheft Nr. 446 (1954).
15. G. Wickert: Bauingenieur 30 (1955) Nr. 3 S. 93/99.
16. G. Wickert: Water Power 8 (1956) Nr. 5 u. 6 S. 221/25 u. 258/63.

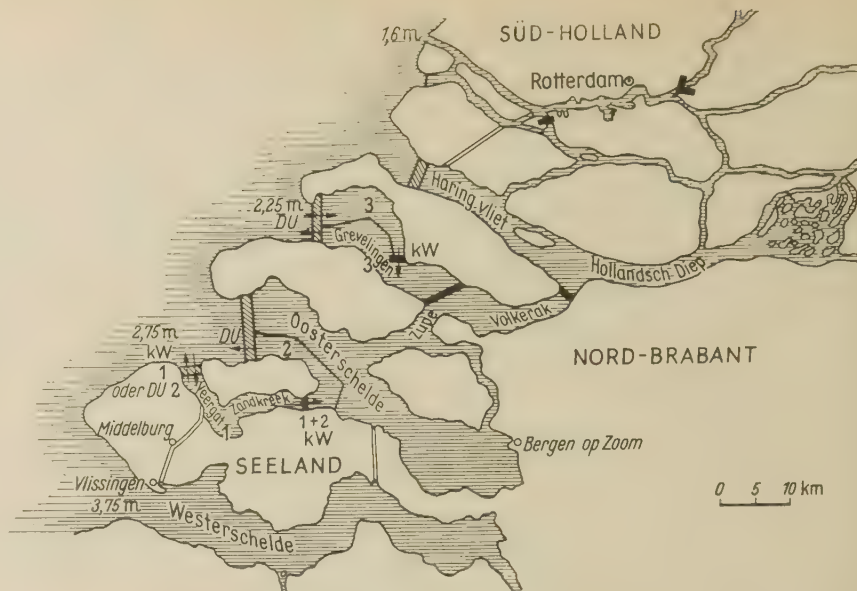


Abb. 30. Der Deltaplan in Holland.
KW = Kraftwerk; DU = Durchlaß; 1 Einbeckenanlage Veergat- Zandkreek;
2 Zweibeckenanlage durch Damm in Oosterschelde; 3 Zweibeckenanlage Grevelingen.

Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld

Von Dr.-Ing. R. Hiltcher, UNESCO-Expert, und B. Pant, Deputy Director,
Central Water and Power Commission, New Delhi

DK 624.043.7 : 627.821.001.57 : 627.83/.84

Übersicht

Die totale Zugkraft an Öffnungen im einachsigen, gleichförmigen Druckspannungsfeld, die die Grundlage für die Bemessung der Bewehrung von Öffnungen in massiven Betonbauten (Talsperren) bildet, wird teils spannungsoptisch, teils theoretisch untersucht. Das Ergebnis stellt eine ziemlich allgemeine Lösung des Problems dar.

Einleitung

Das Problem der Spannungsverteilung um Öffnungen in einem gleichförmigen Spannungsfeld ist wegen seiner technischen Bedeutung schon vielfach studiert worden [1] bis [8]. Solche Öffnungen kommen vor allem in den modernen großen Dammbauten vor. Parallel zur Dammachse finden sich Kontroll- und Schleusenbedienungsgänge und Entwässerungstollen. Sie sind gewöhnlich von rechteckigem Querschnitt, allenfalls mit kreisbogenförmiger Überwölbung. Normal zur Dammachse verlaufen Wasserdurchlaßstollen und Triebwasserstollen für die Turbinen, die von kreisförmigem, elliptischem oder rechteckigem Profil sein können. Dazu kommen noch Druckschächte, Treppenschächte und Drainierungsröhren. Für die richtige Konstruktion und für die Bemessung der Bewehrung dieser Öffnungen ist die Kenntnis der prinzipiellen Spannungsverteilung in ihrer Umgebung erforderlich. In massiven Beton- und Mauerwerkskonstruktionen sind die Spannungen, herrührend vom Eigengewicht, meist Druckspannungen. Oberhalb und unterhalb einer Öffnung in solchen Bauwerken treten jedoch Zonen auf, in denen Zugspannung herrscht (Abb. 1). Da Beton und Mauerwerk nicht durch wesentliche Zugspannungen beansprucht werden können, muß für eine entsprechende Bewehrung gesorgt werden, die die ganze, normal zum kritischen Schnitt (AB in Abb. 1) wirkende Zugkraft aufnehmen kann, worauf schon Creager, Justin und Hind [9] hingewiesen haben.

In der vorliegenden Arbeit wurde diese „totale Zugkraft“ an Öffnungen im einachsigen Druckfeld systematisch untersucht, für rechteckige Öffnungen durch spannungs-

optische Modellversuche, für elliptische Öffnungen durch Auswertung einer bekannten elastizitätstheoretischen Lösung.

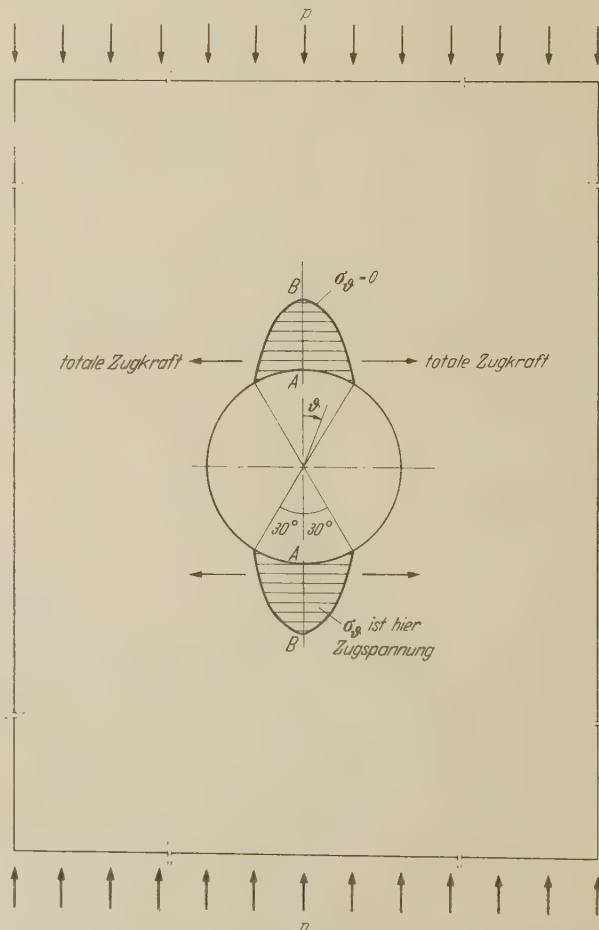


Abb. 1. Zugspannungszonen über und unter einer kreisförmigen Öffnung in einem gleichförmigen, einachsigen Druckspannungsfeld. AB kritischer Querschnitt mit maximaler totaler Zugkraft. p Belastungsintensität.

Spannungsoptische Untersuchungen an rechteckigen Öffnungen

Die zu untersuchenden Öffnungsprofile wurden in einen Streifen aus spannungsoptischem Modellmaterial (Columbia Resin) von den Abmessungen $305 \times 127 \times 6,5$ mm geschnitten, der durch eine mehrfache Hebelanordnung auf gleichmäßig verteilten Zug beansprucht werden konnte. Die Spannungen im Modell waren somit entgegengesetzt denjenigen in einem Druckspannungsfeld. Während die Weite w der Öffnung in allen Fällen 12 mm betrug, wurden dem Verhältnis von Höhe zu Weite h/w , nacheinander die Werte 0,5, 0,75, 1,0, 1,5 und 2,0 gegeben. Da das Verhältnis von Weite der Öffnung zur Breite des Streifens klein (1:10) und die Länge des Streifens hinreichend groß gewählt worden war, konnte der Einfluß der Kanten des Streifens auf die Spannungsverteilung um die Öffnung als vernachlässigbar klein angesehen werden. Dies wird durch das Isochromenbild Abb. 2 bestätigt, das zeigt, daß sich die Störspannungen um die Öffnung nicht bis zu den Rändern des Streifens ausbreiten. Da am Innenrande der Öffnung keine Kraft wirkt, ist das Problem unabhängig von den Elastizitätskonstanten E und μ , trotzdem der untersuchte Bereich zweifach zusammenhängend ist.

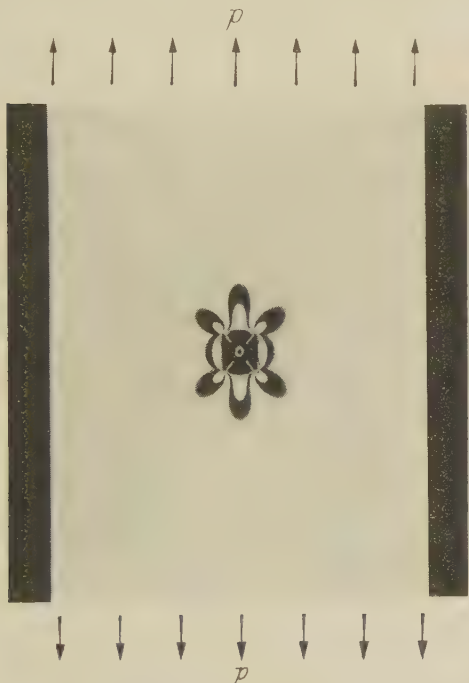


Abb. 2. Spannungsoptisches Isochromenbild um eine rechteckige Öffnung in einem breiten, auf Zug beanspruchten Streifen. p Belastungsintensität. Die 4 Nullpunkte der Isochromenordnung am Innenrande nahe den Ecken zeigen die Nullstellen der Randspannung. „Dach“ und „Boden“ sind auf Zug, die „Wände“ auf Druck beansprucht.

Die Messung erfolgte punktweise [10] entlang den kritischen Schnitten AB (Abb. 1). Die Hauptnormalspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_2$, gegeben durch die Isochromenordnung im Meßpunkt, wurde mittels Tardy-Kompensation in einem Polariscope und die Hauptspannungssumme $\sigma_1 + \sigma_2$, die der Dickenänderung des Modells im Meßpunkt proportional ist, mit Hilfe eines Lateralextensometers (Abb. 3) [11] bestimmt. Für jeden Meßpunkt ergibt sich:

$$\sigma_1 - \sigma_2 = n \cdot s/t,$$
$$\sigma_1 + \sigma_2 = \Delta t \cdot k/t$$

wobei n die Isochromenordnung im Meßpunkt, Δt die Dickenänderung im Meßpunkt, s den Material-Isocromenwert, k eine Lateralextensometerkonstante und t die Modelldicke bedeuten.

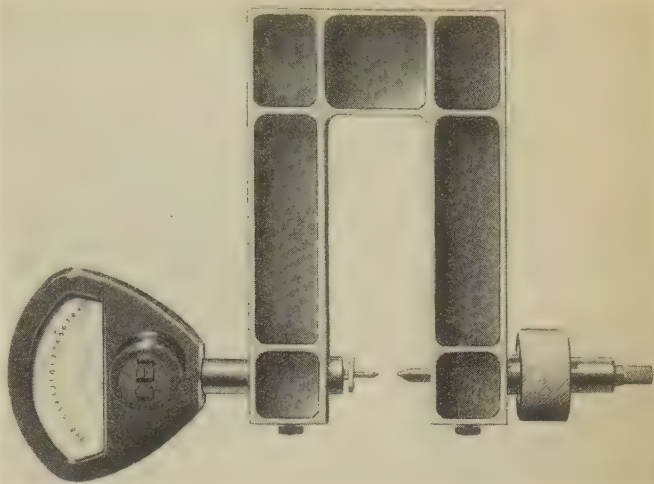


Abb. 3. Lateralextensometer zur Messung der Spannungssumme.

Aus Spannungssumme und -differenz lassen sich dann die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 bzw. σ_x und σ_y leicht berechnen.

Abb. 4 zeigt eine charakteristische Kurve für die Verteilung der Spannung σ_x im kritischen Schnitt. Aus diesen Kurven kann durch Integration vom Randpunkt A mit maximaler Zugspannung bis zum Nullpunkt der Spannung (Punkt B) die totale Zugkraft T per Dickenheit, bestimmt werden:

$$\sigma_x = 0$$
$$T = \int \sigma_x dy.$$
$$\sigma_x = \sigma_{\max}$$

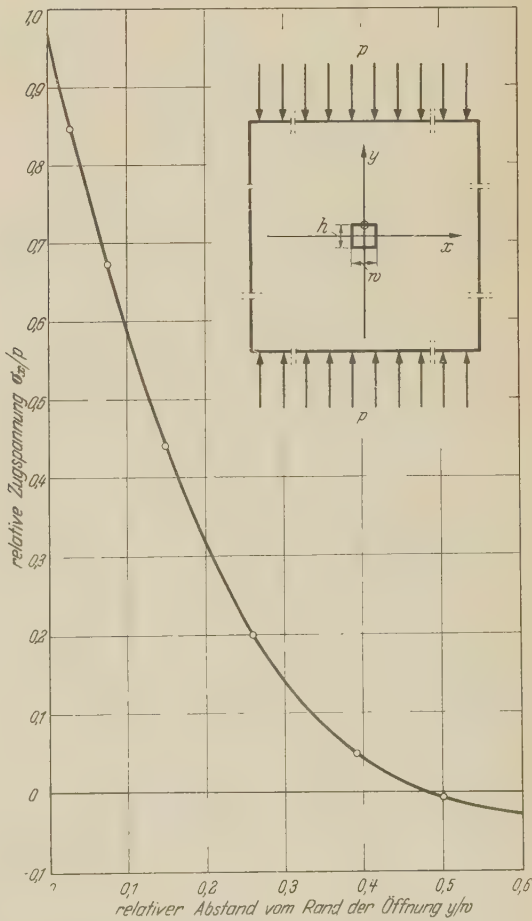


Abb. 4. Verteilung der Zugspannung σ_x entlang der y -Achse oberhalb einer quadratischen Öffnung in einem gleichförmigen, einachsigen Druckspannungsfeld.

Um die totale Zugkraft in dimensionsloser Form darstellen zu können, wird ihr Wert T durch das Produkt $p \cdot w$ dividiert, wobei p der einachsige Druck im Felde und w die Weite des Öffnungsprofils bedeuten.

Die Meßgenauigkeit für $\sigma_1 - \sigma_2$ ist $\pm 1\%$ des Maximalwertes, für $\sigma_1 + \sigma_2 \pm 0,5\%$ und für die Eichwerte s und k je $\pm 0,2\%$ [10]. Die Gesamtgenauigkeit dürfte somit etwa $\pm 2\%$ betragen. Da die beiden Eichwerte s und k sich mit der Temperatur ändern (etwa $1,1\%$ per $^\circ\text{C}$ bei 20° , etwa $1,6\%$ per $^\circ\text{C}$ bei 35°C), müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden, damit keine Meßfehler infolge von Temperaturschwankungen auftreten. Wegen der im Vergleich zu den Abmessungen der Öffnung verhältnismäßig großen Modelldicke könnten Spannungen σ_3 in Richtung der Modelldicke, besonders an den Randpunkten der Öffnung mit maximaler Spannung, einige Bedeutung erlangen. Die Feststellung jedoch, daß sich die Kurven für $\sigma_1 - \sigma_2$ und $\sigma_1 + \sigma_2$ am Rande vereinen, beweist klar, daß die Spannung σ_3 im vorliegenden Falle vernachlässigbar ist. Im anderen Falle würde das Lateral-estensometer am Rande der Öffnung nicht die Spannung σ_1 anzeigen ($\sigma_2 = 0$), sondern einen Wert $\sigma_1 - \mu\sigma_3$. Aus den Isochromen dagegen würde sich der Wert σ_1 ergeben und die beiden Kurven könnten nicht zusammenlaufen.

Berechnung der totalen Zugkraft für elliptische Öffnungen

Unter Verwendung eines elliptischen Koordinatensystems (Abb. 5) mit

$$\begin{aligned} x &= \cos \eta \cosh \xi \\ y &= \sin \eta \sinh \xi, \end{aligned}$$

wobei konstante Werte von ξ Ellipsen mit den Brennpunkten $x = \pm 1$, $y = 0$ ergeben, fand K. Wolf [4] fol-

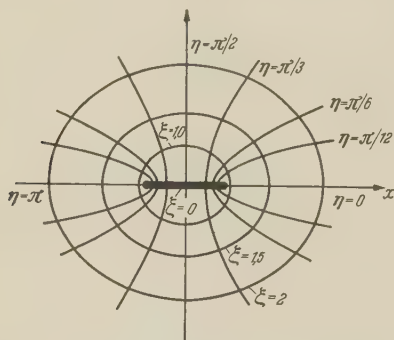


Abb. 5. Elliptisches Koordinatensystem zur Ableitung der Spannungsverteilung um eine elliptische Öffnung im gleichförmigen, einachsigen Spannungsfeld.

genden Ausdruck für die tangentielle Spannung um eine elliptische Öffnung in einem einachsigen, gleichförmigen Spannungsfeld:

$$\begin{aligned} \sigma_\eta &= \frac{C_1}{(\cosh 2\xi - \cos 2\eta)^2} \left[-\frac{\sin^2 2\eta}{2} \{1 - \cosh 2(\xi - a)\} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{\sinh 2\xi}{2} \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a - \cosh 2\eta \sinh 2(\xi - a) \} + \right. \\ &\quad \left. + (\cosh 2\xi - \cos 2\eta) \{ \cosh 2\xi - \cosh 2\eta \cosh 2(\xi - a) \} \right] + \\ &\quad + \frac{i C_2 \sinh 2\xi}{(\cosh 2\xi - \cos 2\eta)^2} \left[\cosh 2\xi - 2 \cos 2\eta + \cosh 2a \right] + \\ &\quad + \frac{2 C_3 \sin 2\eta}{(\cosh 2\xi - \cos 2\eta)^2} \left[-\frac{\cos 2\eta}{2} \{1 - \cosh 2(\xi - a)\} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} \sinh 2(\xi - a) + (\cosh 2\xi - \cos 2\eta) \cosh 2(\xi - a) \right] \quad (1) \end{aligned}$$

mit den Konstanten

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{p \cos 2\alpha}{\cosh 2a - \sinh 2a} \\ C_2 &= -\frac{i p}{2} \left(1 - \frac{\cosh 2\alpha}{\cosh 2a - \sinh 2a} \right) \\ C_3 &= -\frac{p \sin 2\alpha}{2 (\cosh 2a - \sinh 2a)}. \end{aligned}$$

Dabei bedeutet p die Belastungsintensität des einachsigen Spannungsfeldes, α den Winkel zwischen der Richtung des Spannungsfeldes und der Richtung der großen Achse der Ellipse, während der Wert $\xi = a$ den Rand der elliptischen Öffnung definiert.

Für $\alpha = \pi/2$, d. h. wenn die große Achse der elliptischen Öffnung normal zur Richtung des Spannungsfeldes verläuft, reduzieren sich die Konstanten auf

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{-p}{\cosh 2a - \sinh 2a} \\ C_2 &= -\frac{i p}{2} \left(1 + \frac{1}{\cosh 2a - \sinh 2a} \right) \\ C_3 &= 0 \end{aligned}$$

und Gl. (1) nimmt für den Symmetrieschnitt $\eta = \pi/2$ (Richtung der kleinen Achse) die folgende Form an:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_\eta}{p} &= \frac{-1}{(\cosh 2a - \sinh 2a) (\cosh \xi + 1)^2} \cdot \left[-\frac{1}{2} \sinh 2\xi \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a + \sinh 2(\xi - a) \} + \right. \\ &\quad \left. + (\cosh 2\xi + 1) \{ \cosh 2\xi + \cosh 2(\xi - a) \} - \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{2} (\cosh 2a - \sinh 2a + 1) \sinh 2\xi \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot (\cosh 2\xi + 2 + \cosh 2a) \right]. \quad (2) \end{aligned}$$

Ist die große Achse der elliptischen Öffnung parallel zur Richtung des Spannungsfeldes, d. h. ist $\alpha = 0$, so erhält man für die Konstanten

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{p}{\cosh 2a - \sinh 2a} \\ C_2 &= -\frac{i p}{2} \left(1 - \frac{1}{\cosh 2a - \sinh 2a} \right) \\ C_3 &= 0 \end{aligned}$$

und Gl. (1) nimmt für den Symmetrieschnitt $\eta = 0$ (Richtung der großen Achse) die Form an:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_\eta}{p} &= \frac{1}{(\cosh 2a - \sinh 2a) (\cosh 2\xi - 1)^2} \cdot \left[-\frac{1}{2} \sinh 2\xi \{ \sinh 2\xi - \sinh 2a - \sinh 2(\xi - a) \} + \right. \\ &\quad \left. + (\cosh 2\xi - 1) \{ \cosh 2\xi - \cosh 2(\xi - a) \} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} (\cosh 2a - \sinh 2a - 1) \sinh 2\xi \cdot \right. \\ &\quad \left. \cdot (\cosh 2\xi - 2 + \cosh 2a) \right]. \quad (3) \end{aligned}$$

Für die beiden Fälle $h/w = 0,5$ und $h/w = 2,0$, wobei die Weite w der Öffnung identisch mit der jeweiligen Ellipsenachse normal zur Richtung des Spannungsfeldes ist, wurden die entsprechenden Kurven ausgewertet und durch graphische Integration die entsprechenden dimensionslosen Werte der totalen Zugkraft $T/w p$ bestimmt. Sie ergaben sich zu $0,1154$ und $0,0741$ (Abb. 6). Für $h/w = 1$, d. h. für eine kreisförmige Öffnung, kann die entsprechende Spannungskurve aus der Kirschschen Lösung [1] berechnet werden. Die totale Zugkraft nimmt in diesem Falle den Wert $0,096$ an.

Ein theoretisch interessanter Grenzfall ergibt sich für $a = 0$ (in Gl. 2), d. h. wenn die elliptische Öffnung in einen Riß normal zur Richtung des Spannungsfeldes von der Weite $w = 2$ ausartet. Für diesen Fall reduziert sich Gl. (2) auf

$$\frac{\sigma_{\eta}}{p} = 2 \operatorname{Tgh} \xi - 1 - \operatorname{Tgh}^3 \xi$$

$$= (\operatorname{Tgh} \xi - 1) (1 - \operatorname{Tgh} \xi - \operatorname{Tgh}^2 \xi)$$

so daß $\sigma_{\eta} = 0$

wenn entweder $\xi = \infty$ oder $\xi = \xi_0 = \operatorname{Tgh}^{-1} \left(\frac{\sqrt{5}-1}{2} \right)$.

Die totale Zugkraft berechnet sich dann zu

$$T/w p = T/2 p = \frac{1}{2} \int_p^{\sigma_{\eta}} d y$$

$$= \frac{1}{2} \int (-1 - \operatorname{Tgh}^3 \xi + 2 \operatorname{Tgh} \xi) \operatorname{Cosh} \xi d \xi$$

$$= \frac{1}{2} \frac{1}{\sqrt{\operatorname{Tgh} \xi_0}} (1 - 2 \operatorname{Tgh} \xi_0)$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{\frac{5\sqrt{5}-11}{2}}$$

$$= 0,15015.$$

Ergebnisse und Schlußfolgerungen

In Abb. 6 ist die totale Zugkraft für rechteckige und elliptische Öffnungen im einachsigen Druckfeld als Funktion des Höhen-Seitenverhältnisses h/w aufgetragen. (Die geringe Streuung der Meßpunkte [$< 1/2$ %] und die Übereinstimmung des theoretischen Wertes für den Riß quer zur Spannungsrichtung mit den Versuchswerten zeigt die

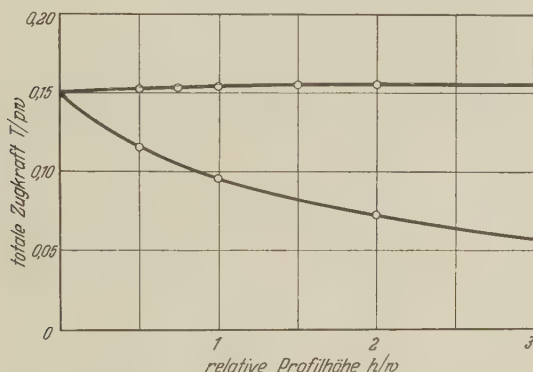


Abb. 6. Totale Zugkraft für rechteckige und elliptische Öffnungen im gleichförmigen, einachsigen Spannungsfeld in Abhängigkeit von der relativen Profilhöhe. Obere Kurve: Rechteckige Öffnungen. Untere Kurve: Elliptische Öffnungen.

Genauigkeit des Meßverfahrens.) Der Wert der totalen Zugkraft für den Riß, $T/w p = 0,15015$, ist beiden Kurven gemeinsam. Für rechteckige Öffnungen wächst die totale Zugkraft etwas mit zunehmender relativer Höhe der Öffnung und strebt für größere Werte von h/w ($h/w > 2$) einem Grenzwert von etwa $T/w p = 0,156$ zu. Dies Verhalten kann man sich erklären, wenn man das „Dach“ bzw. den „Boden“ der Öffnung als sehr hohen, beiderseits eingespannten Balken betrachtet. Die Steifigkeit der Einspannung an den Balkenenden wird dann mit wachsender relativer Höhe der Öffnung abnehmen, die Biegespannung im Mittelschnitt und damit die totale Zugkraft infolgedessen aber zunehmen. Der Einfluß wird sich jedoch nur bis zu einem bestimmten Grenzwert erstrecken. — Für elliptische Öffnungen nimmt die totale Zugkraft erst schnell und dann langsamer ab und strebt für große Werte von h/w dem Wert Null zu.

Im Bereich der praktisch vorkommenden Rechtecköffnungen, d. h. von $h/w = 0,75$ bis $h/w = 2,0$, beeinflusst die gesamte Änderung der relativen Höhe die totale Zugkraft nicht mehr als 1,5 %, im gesamten Bereich von $h/w = 0$ bis $h/w = \infty$ nicht mehr als 4 %. Das besagt, daß die totale Zugkraft für rechteckige Öffnungen im einachsigen Druckfeld praktisch unabhängig von der Höhe der Öffnung ist. Für elliptische Öffnungen ändert sich Dach- und

Bodenprofil mit der Höhe der Öffnung, und deshalb sind die Einflüsse von Profilform und Profilhöhe auf die totale Zugkraft zunächst nicht zu trennen. Die obige Feststellung, daß für Rechtecköffnungen die totale Zugkraft praktisch unabhängig von der Höhe ist, kann nun, besonders wegen ihrer Gültigkeit über den ganzen Bereich von $h/w = 0$ bis $h/w = \infty$, auch für Öffnungen mit anderen Dach- und Bodenprofilen als zutreffend angesehen werden, mindestens im Sinne einer guten Annäherung. (Diese Annahme wurde experimentell bestätigt.) Auf Grund dieser Feststellung können die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung verallgemeinert werden:

Die totale Zugkraft an einem Öffnungsprofil von rechteckigem Grundquerschnitt mit irgendeiner Dach- bzw. Bodenform ist, im einachsigen Druckfeld, praktisch nur vom Dach- bzw. Bodenprofil abhängig. Es besteht zwar, genaugenommen, eine kleine Abhängigkeit von der Profilhöhe, sie ist jedoch von derselben Art wie bei den Rechteckprofilen. Damit decken die beiden Kurven für elliptische und rechteckige Öffnungsprofile den ganzen Bereich der Öffnungen mit rechteckigem Grundquerschnitt und irgendwelcher Dach- bzw. Bodenform. Um die totale Zugkraft für ein gegebenes Profil zu erhalten, ist die Ellipse zu suchen, die die Dach- bzw. Bodenform so gut wie möglich ersetzt, und aus der Kurve für elliptische Öffnungen der entsprechende Wert der totalen Zugkraft zu entnehmen. Eine Kurve parallel zur Kurve der Rechtecköffnungen (Abb. 7) gibt dann noch die geringe Abhängigkeit der totalen Zugkraft des gegebenen Öffnungsprofils von der Profilhöhe. In Abb. 7 sind diese Verhältnisse dargestellt. Für die meisten praktischen Öffnungsprofile liegt das Dach- bzw. Bodenprofil zwischen der geraden Linie und dem Halbkreis (elliptische, kreisbogenförmige und polygonale Formen). Abb. 7 kann aber

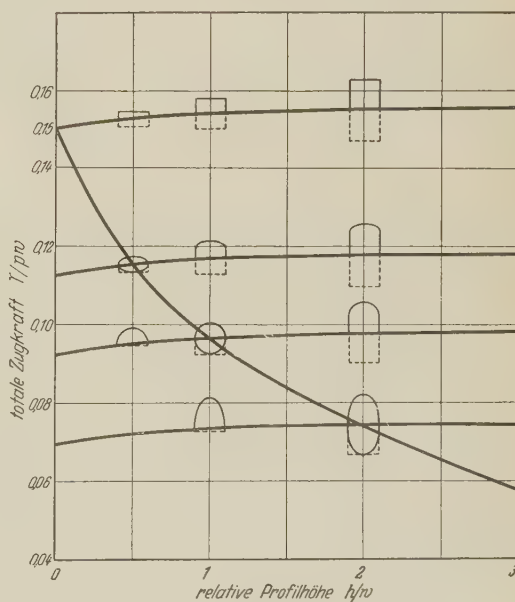


Abb. 7. Ableitung der totalen Zugkraft für Öffnungsprofile von verschiedener Wölbungs- und Bodenform aus den entsprechenden Werten für elliptische Öffnungen. Ausgezogen: Dachform, für die der aus der Kurve abzulesende Wert der totalen Zugkraft gilt. Gestrichelt: mögliche rechteckige Bodenform, für die die totale Zugkraft aus der Kurve für Rechtecke zu entnehmen ist.

auch für höhere Wölbungsformen von elliptischer, spitzbogenförmiger und dreieckiger Form verwendet werden und zeigt, daß die totale Zugkraft für diese Fälle vergleichsweise niedriger ist.

Eine entsprechende Untersuchung über die totale Zugkraft an Öffnungen im zweiachsigen Spannungsfeld ist bereits abgeschlossen und soll demnächst veröffentlicht werden.

Zum Schluß sei noch gedankt: Herrn Kanwar Sain, Chairman, Central Water and Power Commission, New Delhi, für die Erlaubnis zur Veröffentlichung dieser Untersuchung und den Herren P. B. Chaulia und I. S. Agre für ihre Mithilfe bei der Durchführung der Versuche.

Literatur

1. G. Kirsch: Z. VDI 42 (1898) S. 797—807.
2. C. E. Inglis: Engineering 95 (1913) S. 415.
3. Th. Pöschl: Math. Z. 11 (1921) S. 89—95.
4. K. Wolf: Z. tech. Phys. (1921) S. 209—216.
5. M. Greenspan: Quarterly Appl. Math. 2 (1944) S. 60.

6. A. E. Green: Proc. Roy. Soc. (London) Series A, 184 (1945) S. 231.
7. C. N. Zangar und H. B. Phillips: Proc. Soc. Exp. Stress Anal. 8, 2 (1951) S. 187—208.
8. R. Hiltcher: Bauing. 32 (1957) S. 288.
9. W. P. Craeger, J. D. Justin and J. Hinds: Engineering for dams. New York 1945, S. 418—423.
10. R. Hiltcher: Spannungsmessung mit optischen Mitteln (Spannungsoptik). In: Praktische Spannungs- und Dehnungsmessung, herausgegeben von K. Fink und Chr. Rohrbach. Düsseldorf 1957.
11. R. Hiltcher: Ein praktisches Lateralextensometer zur Bestimmung der Spannungssumme. Kungl. Tekn. Högskolans handlingar Nr. 42 (1950).

Kurze Technische Berichte

DK 539.375.5 : 624.078.1/.2 : 624.3

Dauerbrüche in genieteten und hochfest verschraubten Laschenstößen

Dauerbrüche in Nietanschlüssen von Fachwerkbrücken veranlaßten den Verband der amerikanischen Eisenbahnverwaltungen, eine Kommission zum Studium der genaueren Ursachen und Vermeidung solcher Schäden einzusetzen. Die Frage lautete, welche Punkte der Verbindungen besonders gefährdet sind und welche Maßnahmen als Abhilfe geeignet erscheinen. Die Untersuchungen umfaßten eine Aufnahme der Brüche, Dehnungsmessungen an den Bauwerken zur Ermittlung der tatsächlichen Betriebsbeanspruchungen, Laboratoriumsversuche und theoretische Überlegungen.

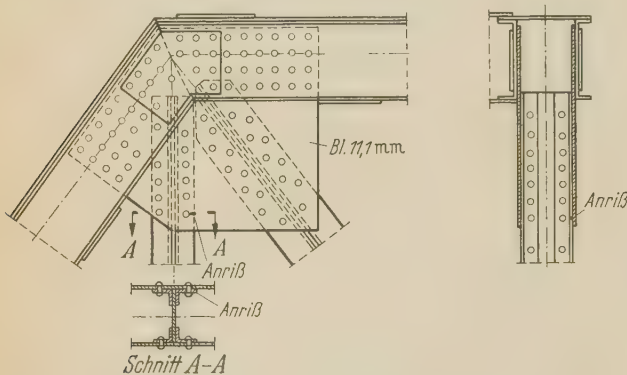


Abb. 1. Charakteristisches Bruchbild am Pfosten einer Fachwerkbrücke. Die Anrisse entstanden in einem der vier Pfostenwinkel.

Abb. 1 zeigt als Beispiel einen der betroffenen Knotenpunkte am Pfosten eines Fachwerkträgers mit einer Bruchstelle. Die Anrisse traten mit ein oder zwei Ausnahmen in den ersten Nietreihen auf und nahmen gewöhnlich von einem äußeren Lochrand in einem absteigenden Winkelschenkel ihren Ausgang. Es waren fast durchweg einfache Laschenstöße, an denen solche Beobachtungen oft bereits nach weniger als 100 000 Lastwechseln gemacht wurden. Bemerkenswert war vor allem, daß die Beanspruchungen wesentlich kleiner waren als die Dauerschwingfestigkeiten, die in Versuchen mit doppelt verlaschten Stößen erreicht wurden.

Es war von Anfang an klar, daß die Risse durch vorhandene Spannungsspitzen ausgelöst wurden, wie z. B. an den Lochrändern längsbeanspruchter Flachstäbe auftreten. Aus den in tangentialer Richtung gemessenen Dehnungen eines solchen Stabes wurden die Randspannungen unter der Annahme eines einachsigen (Kurve 1) und zweiachsigen (2) Spannungszustandes berechnet und zusammen mit der Spannungsdehnungslinie des vollen Stabes (3) in Abb. 2 aufgetragen. Die elastischen Dehnungen wurden aus den Entlastungslinien ermittelt und daraus die Spannungen bestimmt. Aus Messungen, die der Versuchsbericht nicht wiedergibt, wurde als Folge teilweiser Plastizierungen auch das Vorhandensein eines Selbstspannungszustandes festgestellt, der dabei unberücksichtigt blieb. Die ermittelten Konzentrationswerte $\sigma_{\max} / \sigma_{\text{mittel}}$ von rd. 3 für die Spannungen der Kurve 1 und etwas mehr der Kurve 2 bleiben mit dem Ansteigen der Last unverändert und stimmen recht gut mit dem Wert 3,2 überein, der sich für diese Abmessungen nach der Elastizitätstheorie ergibt. Für die

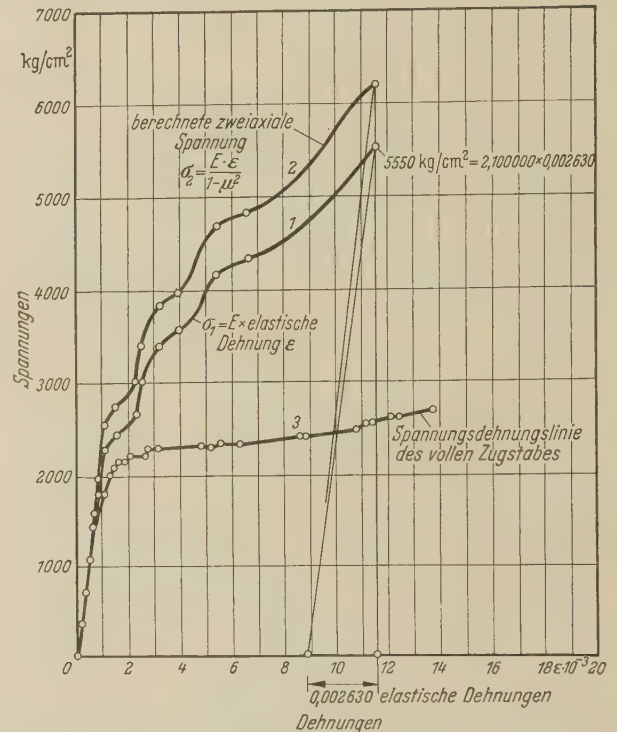


Abb. 2. Vergleich der Spannungsdehnungslinie eines vollen Zugstabes mit den aus Dehnungsmessungen berechneten Spannungen im Lochrand eines gezogenen Flachstabes.

Dehnungen sind im Gegensatz zu den Spannungen die Konzentrationswerte wesentlich größer und nehmen mit dem Ansteigen der Lasten rasch zu. Der größte gemessene Wert lag bei 14, war aber im Augenblick des Bruches noch höher. Man sieht daraus den Einfluß solcher Kerben, Korrosionsnarben oder Löcher auf die Dauerfestigkeit. Ist einmal an einer solchen Stelle die tatsächliche Bruchfestigkeit oder Bruchdehnung erreicht, kommt es zu einer Materialtrennung. In der Wurzel des Anrisses treten erneut Spannungs- und Dehnungsspitzen auf und führen zu einem Weiterschreiten.

Zu beachten sind die großen elastischen Dehnungen, die im Vergleich mit den Dehnungen des vollen Stabes an den Lochrändern auftreten. Der Bereich hoher Spannungen ist sehr schmal. Ein Fließen, wie es der Arbeitslinie des Werkstoffes entsprechen würde, ist durch die benachbarten, weniger beanspruchten Materialteile behindert. So können stärkere bleibende Verformungen erst auftreten, wenn in einem größeren Bereich die Fließgrenze überschritten ist.

Es gilt die Regel, daß bis zu Konzentrationswerten von etwa 3 die Dauerschwingfestigkeit der Höhe der Spannungsspitze umgekehrt proportional ist. Auf dieser Erkenntnis aufbauend, hat man in Amerika schon versucht, durch vergleichende Dauerschwingversuche die Größen der Spannungsspitzen zu bestimmen.

Ist das Loch nicht, wie bisher betrachtet, offen, sondern mit einem Niet oder Bolzen ausgefüllt, der durch Scherkräfte und Lochleibungsdruck eine Last überträgt, dann steigt der Konzentrationswert der Tangentialspannung in der Platte auf ungefähr 6, d. h. das Doppelte des früheren. Der Ort der größten

Spannung liegt etwa $\frac{1}{6}$ des Durchmessers über der Mitte an der durch Leibungsdruck beanspruchten Seite. In Abb. 3 sind neben der Aufnahme eines Anrisses, der genau von der kritischen Stelle ausgeht, die Spannungstrajektorien in der Platte aufgetragen. Der geschilderte Fall ist z. B. dann gegeben, wenn in einem Stoß die Niete der äußersten Reihe nach Überwindung des Reibungsschlusses an den Lochrändern zum Anliegen kommen. Es ist bekannt, daß die Niete einer längeren Reihe

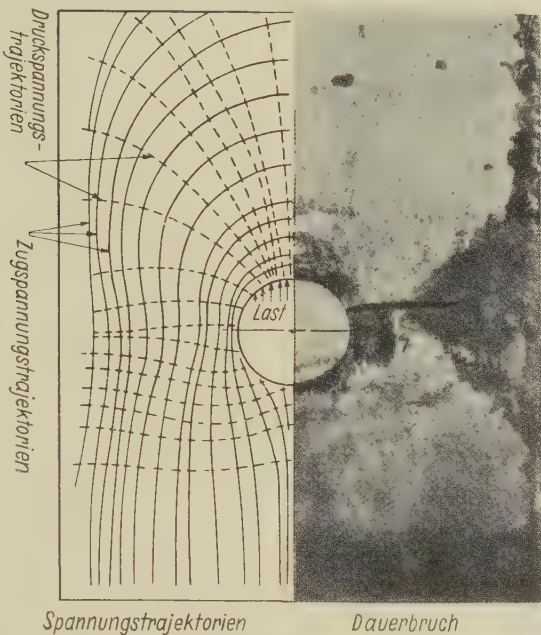


Abb. 3. Spannungstrajektorien und Dauerbruch in einem Lochstab bei Kraftübertragung durch Bolzen.

das Doppelte und mehr dessen zu tragen haben, was ihnen bei Annahme einer gleichmäßigen Verteilung zufallen würde und daher meist schon bei Beanspruchungen in Bewegung kommen, die weit unter den Gebrauchslasten liegen.

In Abb. 4 sind die Wöhler-Linien einer Anzahl Dauerbruchversuche aufgetragen. Alle angeführten Spannungen

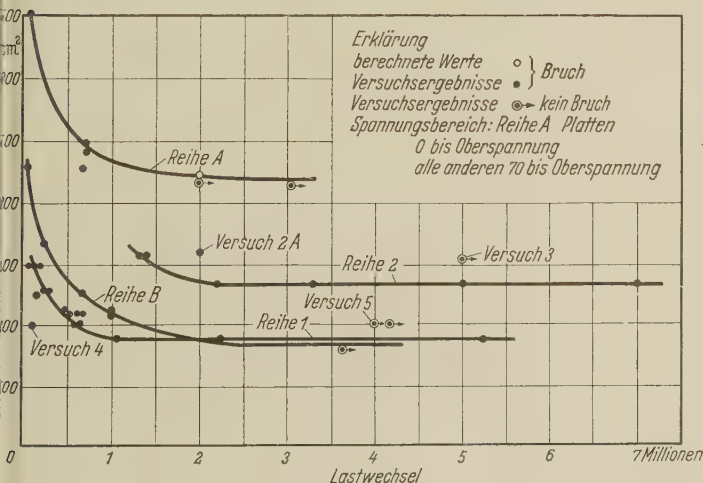


Abb. 4. Dauerbrüche in genieteten und hochfest verschraubten überlappten Stößen.

Reihe A: Versuche mit vollen Platten und I-Trägern ohne Lamellen; **Reihe B:** Versuche mit I-Trägern mit abgelängten aufgenieteten Lamellen; **Reihe 1:** Versuche mit einfachen Laschenstößen, Bolzen auf Lochleibungsdruck, keine Klemmkraft; **Reihe 2:** Versuche mit einfachen Laschenstößen, hochfeste Bolzen, hohe Klemmkraft; **Versuch 3** mit Breitflanschträger mit abgelängten Lamellen, hochfeste Bolzen mit hohen Klemmkraften, kein Bruch; **Versuch 4** mit einseitig ausgeweiteten Löchern, Bolzen auf Lochleibungsdruck, keine Klemmkraft; **Versuch 5** mit mittig ausgeweiteten Löchern, Bolzen auf Lochleibungsdruck, keine Klemmkraft, kein Bruch.

sind auf die Bruttoquerschnitte bezogen. Man erkennt, daß die Festigkeiten der verschiedenen Nietungen und Verschraubungen zwischen zwei Grenzkurven fallen, einer oberen mit Versuchsreihe A bezeichneten, welche die Dauerfestigkeit voller

Stäbe ohne Löcher wiedergibt, und einer unteren Versuchsreihe 1, die für verschraubte Stöße ohne jede Klemmwirkung gilt, bei der die Muttern nur von Hand angezogen sind. Lockere Schrauben, die allein durch Scherspannungen und Leibungsdruck die Lasten übertragen, sind also am ungünstigsten. Die geringe Dauerfestigkeit solcher Verbindungen wird nur in Ausnahmefällen noch unterschritten, wenn seitliche Biegungen, unrunde Löcher oder dgl. hinzukommen. Es ist kennzeichnend, daß die Dauerfestigkeit von I-Trägern mit abgelängten Lamellen (Versuch B) gut mit den Werten der Reihe 1 übereinstimmt. Die etwas höheren Werte sind wohl auf die geringe Klemmkraft der Niete zurückzuführen. Die Träger gingen nicht an der Stelle ihrer größten Biegebeanspruchung, d. h. in der Mitte, sondern in der letzten Nietreihe am Ende der Lamelle zu Bruch.

Die Festigkeit steigt, wenn an Stelle der Niete Schrauben mit hoher Klemmkraft verwendet werden. Für die Versuchsreihe 2, die solche Verbindungen umfaßte, wurde derselbe Stahl verwendet wie für Reihe 1. Die ersten Anrisse nahmen nicht von den Lochrändern, sondern von der Plattenmitte unter den Unterlagscheiben bei den Kanten der Muttern oder Köpfe ihren Ausgang (Abb. 5). Es waren die Stellen, wo infolge der Klemmkraft hohe örtliche Spannungen auftreten. Allerdings muß dazu vermerkt werden, daß die Unterlagscheiben kleiner waren, als es nach den einschlägigen Vorschriften erforderlich gewesen wäre, und zweifelsohne zu dünn. Bei dem mit 2 A bezeichneten Einzelversuch waren die hochfesten Schrauben weniger stark angezogen, die Festigkeit daher geringer.

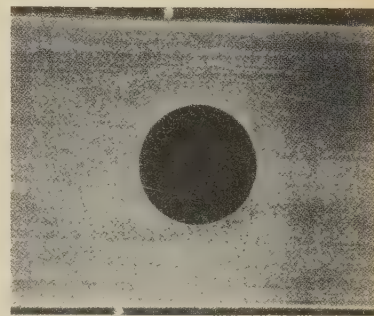


Abb. 5. Dauerbruch unter dem Kopf eines hochfest angespannten Schraubenbolzens.

Beim Versuch 3 mit hochfest aufgeschraubten Lamellen entsprachen die Unterlagscheiben den Bedingungen. Mit einer Randspannung im Bruttoquerschnitt von 1510 kg/cm^2 durchlief der Balken 5 Mio. Lastwechsel, ohne daß ein Schlupf auftrat oder sich Anrisse zeigten. Die Dauerfestigkeit dieser Verbindung lag also bestimmt höher. Ob allgemein bei Verwendung entsprechender Unterlagscheiben die Dauerfestigkeit von Stößen mit hochfesten Schrauben auf die Ergebnisse der Versuchsreihe A gehoben werden kann, muß abgewartet werden.

Beim Versuch 4 wurden die einzölligen Löcher in der Platte und Lasche vor dem Vernieten um $\frac{1}{32}$ '' gegeneinander verschoben und mit einem Dorn gemeinsam aufgeweitet. Durch die einseitige Verquetschung der Lochränder sank die Festigkeit der Verbindung stark ab und lag beträchtlich unter der Reihe 1. Es liegt durchaus im Bereich der Möglichkeiten, daß auch solche unkontrollierten Vorbeanspruchungen zu den eingangs angeführten Schadensfällen beigetragen haben.

Anders waren die Verhältnisse, wenn ein zölliger Dorn mittig durch Löcher getrieben wurde, die auf $\frac{31}{32}$ '' vorgebohrt waren. Die Lochränder wurden dabei in radialer und tangentialer Richtung verformt; das Ergebnis waren tangentialer Druckvorspannungen, die sich festigkeitssteigernd auswirkten (Versuch 5).

Um ein genaueres Bild der Spannungsverteilung in Platten in der Umgebung der hochfesten Bolzen zu erhalten, wurden in der auf Abb. 6 a und b dargestellten Art auf eine gelochte Platte ringförmige Scheiben möglichst gleichmäßig aufgepreßt. Die dargestellte Anordnung entsprach schematisch einer Platte mit angespannten hochfesten Bolzen ohne äußere Längskräfte. In den Lochrändern traten dabei tangentialer Druckspannungen auf, deren Größe über die Dicke der Platte zwischen 22 und 38 % des mittleren Anpressungsdruckes zwischen Ring- und Plattenoberfläche schwankte. Diese Spannungen wurden in der Längsrichtung durch eine zusätzliche Axialspannung von etwa 40 % des Anpressungsdruckes an den Oberflächen auf beinahe 0, in der Plattenmitte auf Zug von der Größe etwa gleich der Axialspannung vermindert (Abb. 7a).

Die radialen Zugspannungen auf den Plattenoberflächen neben den aufgepreßten Unterlagscheiben ohne Axiallast zeigt Abb. 6a. Die Zunahme der scharfen Spannungsspitze neben der Scheibe aus der Axiallast (Abb. 7b) entspricht etwa der Größe der hinzugekommenen Längsspannung.

Die Messungen zeigen deutlich die Wirkung der Klemmkraft hochfester Schrauben und erklären den bereits oben er-

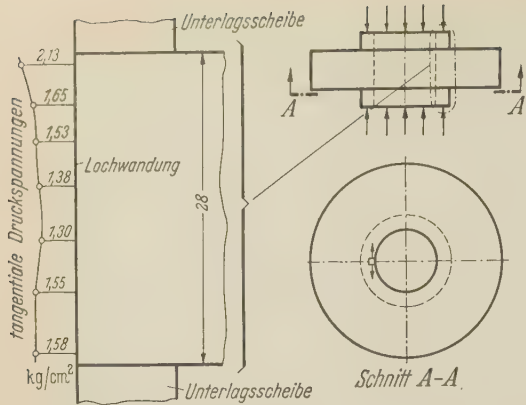


Abb. 6 a). Tangentiale Druckspannungen im Lochrand; mittlere Pressung zwischen Unterlagsscheiben und Platte 5,58 kg/cm².

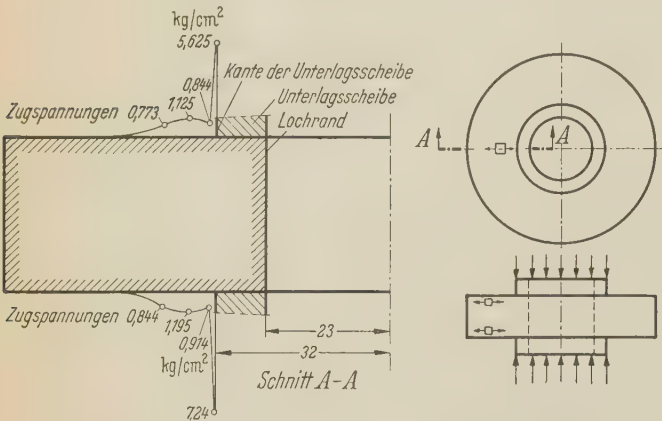


Abb. 6 b). Radiale Zugspannungen in den Plattenoberflächen; mittlere Pressung zwischen Unterlagsscheiben und Platte 5,55 kg/cm².

Abb. 6. Klemmdruck auf Platten ohne Axiallast.

wählten Bruchvorgang (Abb. 5) in solchen Verbindungen. Die Klemmkraft bewirkt nicht nur den Reibungswiderstand gegen Verschiebungen, sondern beeinflusst auch im günstigen Sinne die unerwünschten Kerbwirkungen. Der Spannungszustand an den Oberflächen kann durch entsprechende Größe der Unterlagsscheiben weitgehend gemildert werden.

In einer anderen Versuchsreihe mit Stoßverbindungen waren die Bleche mit 4 hochfesten Schrauben verbunden. Die Bolzen

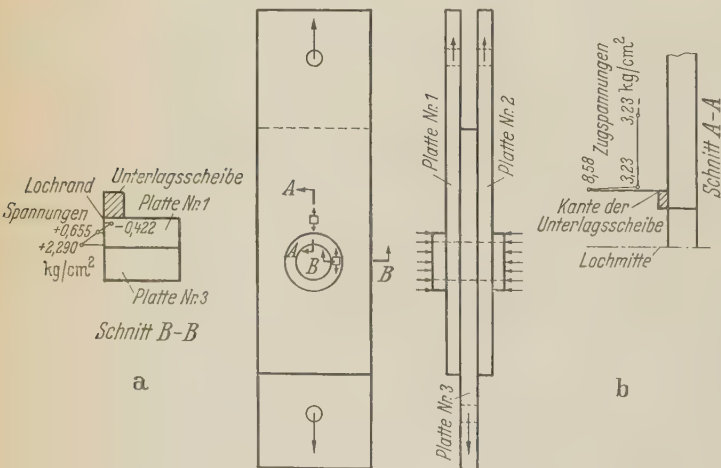


Abb. 7. Klemmdruck auf Platte mit Axiallast; mittlere Pressung zwischen Unterlagsscheiben und Platte Nr. 1 5,35 kg/cm²; mittlere Zugspannung im Bruttoquerschnitt der Platte Nr. 1 2,18 kg/cm². a) Tangentiale Spannungen im Lochrand. b) Axiale Zugspannungen in der Plattenoberfläche.

waren in zwei Reihen angeordnet; in der Mitte jeder Reihe war ein offenes Loch. Alle 4 untersuchten Probekörper brachen in Rißlinien, die von den offenen Bohrungen ihren Ausgang nahmen und an den Bolzenlöchern vorbei durch die kritischen

Spannungspunkte unter den Muttern und Schraubenköpfen nach den Kanten hin liefen.

Im Rahmen der gleichen Versuchsreihen wurden auch Brüche beobachtet, deren Wurzeln in Kerben lagen, die von Vorbehandlungen durch Flammstrahlen herrührten. [Nach J. W. Carter, K. H. Lenzen und L. T. Wyly: Fatigue in riveted and bolted single lap joints. Proc. Am. Soc. 80 (1954) Sep. No. 469.]

Dr.-Ing. W. Schmid, Baden b. Wien.

DK 627.81 : 627.824 (54)

Indiens moderner Großtalsperrenbau

In Punjab in Indien befindet sich am Sutlej seit November 1953 das Riesenprojekt der Bhakra-Nangal-Talsperre im Bau. Es umfaßt eine 212 m hohe Schwergewichtsmauer mit zwei Krafthäusern, einen 27 m hohen Damm und einen Kraftwasserkanal von 64 km Länge für 355 m³/s Triebwasser mit zwei Kraftwerken. Hinzu kommt weiter ein Netz von Bewässerungskanälen, denn die Anlage soll 2,5 Mio. ha Wüste in Punjab, Pepsu und Rajasthan in Nordwest-Indien bewässern. Die Anlagen zur Energieerzeugung sollen für 400 000 kW in mehreren Stufen ausgebaut werden. Man hofft, sie mit einem Teilstau 1958 in Betrieb nehmen zu können. Die Staumauer aber wird frühestens 1960 fertiggestellt sein.

Das Projekt soll die Wassermassen des Sutlej mit einem Einzugsgebiet von 56 000 km² ausnützen. Dieses liegt teilweise im Himalaja; der Fluß selbst entspringt in der Nähe des Mans-



Abb. 1. Lageplan der Bhakra-Talsperre in Punjab.

rover Sees in Tibet. Der mittlere jährliche Abfluß beträgt 17 000 Mio m³. Während in den kalten Monaten die Wasserführung auf 115 m³/s sinkt, so steigt sie zu einem ständigen Abfluß von 1400 m³/s in den Sommermonaten, wenn in den Bergen die Schneeschmelze eingesetzt hat. Während der anschließenden Monsunzeit von Juli bis September führt der Fluß häufig Hochwasser; achtmal in den vergangenen 44 Jahren, seit eine Beobachtung existiert, strömten 5700 m³/s zu Tal. Einmal erreichte die Flut sogar über 10 000 m³/s.

Obwohl eine Reihe von Kanälen nahezu 800 m³/s dem Fluß entnehmen, besteht ein merklicher Überschuß von Mai bis September. Diesen soll der 9150 Mio m³ fassende Speicher für die Trockenzeit aufstauen. Der nicht nutzbare Speicherraum von 2000 Mio m³ dient der Schlammablagerung und gewährleistet die Mindestfallhöhe für die Turbinen. Die jahreszeitlichen Schwankungen des Wasserstandes bedingen dabei einen Fallhöhenunterschied von 73 m.

Die Talsperre liegt in den Ausläufern des Himalajas 350 km nördlich von Delhi (Abb. 1). Ihr Platz ist geologisch bedingt. Sie gründet auf massivem Sandstein mit einer Schichtung, die unter 70° nach flußabwärts fällt. Der Bereich der Gründung wird von einer 9 m starken Lehmschicht parallel zur Mauerachse durchzogen; oben, sowie unterhalb schließen sich sehr breite derartige Schichten an (Abb. 2).

Während des Baues mußte der Fluß umgeleitet werden, wozu zwei betonverkleidete Stollen mit 15 m lichem Durchmesser und einer Länge von etwa 800 m getrieben wurden. Oben und unten schirmen geschüttete Schutzdämme die Baustelle gegen das größte bisher beobachtete Hochwasser ab. Hier entsteht die 210 m hohe Schwergewichtsmauer mit einer größten Basisbreite von 185 m und einer Kronenlänge von 524 m. Sie ist aufgeteilt

in Blöcke von 15 bis 18 m Breite auf 30 m Tiefe. Während die Querspalten von der Oberwasserseite zur Unterwasserseite durchgehen, sind die Längspalten versetzt angeordnet. Nach außen verschließen Keile üblicher Form die Spalten, diese werden nach dem Auskühlen mit Mörtel ausgepreßt. Die im Bereiche der Mauer liegenden Lehmschichten mußten ausgeräumt und mit Beton ausgefüllt werden. Hierdurch ergibt sich eine Betonarmierung beiderseits am Fuße der Mauer in einer Breite von etwa 400 m. Der unterwasserseitige Teil dieser Armierung dient als Tosbecken zur Energievernichtung für die 180 m herabfallenden Wasser der über Flußmitte angeordneten Überlaufkronen der Hochwasserentlastung und der Flußauslässe (Abb. 3).

Zu beiden Seiten der Entlastungsanlage, geschützt durch deren Seitenwände, werden die Kraftanlagen errichtet. Das

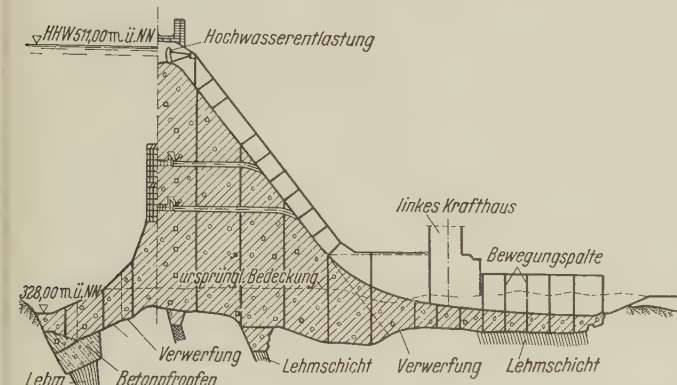


Abb. 2. Schnitt durch Mauermittel der Bhakra-Talsperre.

linke Krafthaus, welches zuerst erbaut werden soll, erhält 5 Energieerzeuger für je 93 000 kW. Das rechte soll dann später mit 4 ähnlichen Maschinen ausgerüstet werden. Jede Turbine erhält ein eigenes Druckrohr, dessen vorderer Teil mit Stahl armiert ist.

Zu Beginn der Arbeit legte man den oberen Teil der Auflager durch Abschwemmen mit Druckwasser von 20 atü frei. Das Hochwasser spülte dann den herabgeschwemmten Schutt vollends weg. Nachdem der Fluß im November 1954 umge-

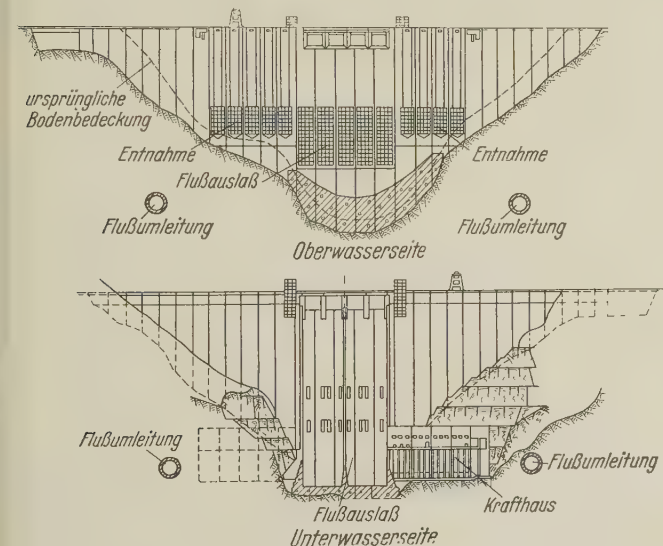


Abb. 3. Ober- und Unterwasserseite der Bhakra-Schwergewichtsmauer.

leitet worden war, setzte man die Arbeit durch Sprengungen mit Millisekunden-Zündung fort. Den Aushub von insgesamt 5,4 Mio. m³ bewältigten 11 Bagger mit 47 Schwerlastkippern.

Im November 1955 begannen die Betonarbeiten. Die modernsten Erkenntnisse des Massenbetonbaues waren beim Entwurf in den USA ausgenützt worden. Der Kernbeton mit einer Festigkeit von 160 kg/cm² nach 28 Tagen enthält 153 kg Zement je m³ Beton bei einem Wasserzementwert von 0,6. Mit 235 kg Zement je m³ Beton und einem Wasserzementwert von 0,52 soll der Oberflächenbeton eine 28-Tage-Festigkeit von 210 kg/cm² erreichen. Die Stärke dieser Schicht beträgt 2 m. Der Beton für die Überlaufkronen mit einer Schichtdicke von 1 m muß darüberhinaus nach 28 Tagen eine Festigkeit von 280 kg/cm² aufweisen. Als Bindemittel dient ein Gemisch von Portlandzement mit 20 % von in der Nähe gewon-

nenem Puzzolan, welchem als Luftporenbildner 10 %ige Vinsol-Resin-Lösung beigemischt wird.

Für den Beton ist eine Einbringtemperatur von 16 bis 19° C vorgeschrieben. Im Bereich der Überlaufkronen, wo die Spalten nicht mit Mörtel ausgepreßt werden können, sind nur 10–13° C Einbringtemperatur gestattet. Die Schichten von 1,8 m, die jeweils eingebracht werden, müssen vor der nächsten Betonierung 72 Stunden aushärten können. Während der Wintermonate kühlt man den Beton mit Flußwasser durch ein System von Rohren mit 25 mm ϕ , die in jede Schicht eingelegt werden. Bei einem durchschnittlichen Einbau von 4000 m³ je Tag rechnet man mit nur 1000 Tagen für die gesamte Betonierung der Sperre.

Die Zuschläge für die gesamten Arbeiten werden an zwei Orten etwas unterhalb der Sperre aus dem Fluß ausgebaggert. Für die 12 Millionen t Zuschläge sind ein 4 m³- und eine 2,5 m³-Löffelbagger und drei 2 m³-Eimerseilbagger eingesetzt. Ein kleiner Löffelbagger entfernt die Überlagerung. Die Zuschläge werden auf Größtkorn von 175 mm in fahrenden Backenbrechern vorgebrochen und dann mit je 12 m³ fassenden Schwerlastkippern zum nahegelegenen Füllort abgefahren. Den Weitertransport über 5 bzw. 8 km auf den 15 000 t fassenden Vorrat übernehmen dann Förderbänder. Dabei ordnete man die elektrischen Antriebe der einzelnen Förderbänder so an, daß im Strömungsfall automatisch alle Bänder abschalten, die vor einer evtl. Störstelle liegen. In diesem unwegsamen Gelände mit einer Flußüberquerung bot dieses Fördermittel ganz besondere wirtschaftliche Vorteile.

Von der Vorratshalde ziehen wiederum zwei Förderbänder die Rohzuschläge ab und entladen sie in den 20 t fassenden Behälter über der 35 m hohen Aufbereitungsanlage (Abb. 4). In zwei darunterliegenden Etagen werden sie dann gleichzeitig gewaschen und gesiebt. Zunächst scheiden zwei Doppeldeckschwingsiebe mit je 1,8 $\times$ 3,6 m² Siebfläche alles Korn über 75,0 mm aus. Die darunter folgenden vier Doppeldeckschwingsiebe mit je 1,5 $\times$ 3,6 m² Siebfläche trennen dann den Feinkies vom Korn über 37,5 mm. Der Rohsand wird sehr sorgfältig gewaschen, von Lehm und Feinstsand befreit, getrocknet und gespeichert.

Nach Bedarf zieht dann ein Transportband die vier Körnungen ab und fördert sie zur Kühlanlage. Diese besteht aus acht Behältern für 90 m³ Inhalt, die wechselweise durch eine Schüttelrutsche gefüllt werden. Wenn ein Behälter gefüllt ist, wird er unter Wasser gesetzt, das aus der Kältemaschine kommt und ständig zirkuliert. Nach 35 Min. Kühlung zieht man das Wasser ab und entleert das Becken von dem gekühlten Zuschlagsgut mit einem Förderband. Nachdem auf einem Rüttelsieb das Restwasser abgeschüttelt worden ist, kann es in den isolierten Vorratsbehältern in der Betonfabrik eingelagert werden. Die Kühlanlage ist ausgelegt für eine Menge von 1400 t. Ein Durchlauf dauert etwa 90 min.

Der Zement wird über 200 km auf Spezialeisenbahnfahrzeugen für je 20 t mit Bodenentladung angefahren. Täglich laufen 1000 t ein, insgesamt rechnet man mit einem Verbrauch von 800 000 t. Die Waggons entladen in Behälter, von wo der Zement mit zwei Pumpen für je 60 t/h in die 6 Vorratssilos mit je 840 t Fassungsvermögen abgesaugt wird. Nach Bedarf wird er dann weiter zum Zwischensilo bei der Betonfabrik hinaufgepumpt.

Die Betonfabrik liegt zunächst auf etwa halber Mauerhöhe über dem rechten Flußufer. Im zweiten Bauabschnitt soll sie um 70 m höher verlegt werden. Sie gehört zum Typ Johnson. Ihre 6 Vorratzzellen haben ein Fassungsvermögen von zusammen 1250 t. Die vier 3-m³-Mischer erhalten die Zuschläge, Zement und gekühltes Wasser automatisch zugewogen; ein Mann bedient die ganze Anlage vom Leitstand aus. Die völlig wärmeisolierte Anlage erzeugt 250 m³ in der Stunde.

Den Einbau des Betons will man mit Kranen von 6 Brücken aus vornehmen (Abb. 4 und 5). Die Brückenglieder haben Spannweiten von etwa 20 m und ruhen auf verlorenen Stahlfachwerktürmen von 11 $\times$ 13 m² Bodenfläche mit bis zu 100 m Höhe. Die Brücken sind mit Bohlen gedeckt und tragen die Geleise für die Krane und die Betontransportzüge. Man hat die Baustelle bestückt mit 3 Drehkränen mit je 45 m Ausladung und zwei Hammerkopfkranen mit Spannweiten von 97 m. Sie haben alle die gleiche Tragfähigkeit von 11,5 t. Weiterhin sind für die Ausfüllung der Lehmspalten an der Oberwasserseite zwei feste Mastenkrane gleicher Tragfähigkeit und je 56 m Ausladung installiert. Alle Krane werden elektrisch angetrieben. Elf Transportzüge, bestehend aus je einem Plattformwagen und einer Diesel-elektrisch angetriebenen Lok mit 80 PS, fahren den Kränen je vier 3 m³-Kübel zu.

Der Beton in der Mauer wird in die mit Blow-Knox-Stahltafeln geschalteten Blöcke eingebracht und dann mit Hochfrequenzrüttlern von 120 Hz verdichtet. Die Rüttlermotore sind für Leistungen von 10 bis 20 kW bei 120 V ausgelegt. Am Überlauf und im Tosbecken wird mit Holztafeln geschaltet.

Die Baustelleneinrichtung von Bhakra gehört mit zu den modernsten der Welt. Amerikanische Fachkräfte bedienen sie, da man die ansässige unausgebildete Bevölkerung nur zu Hilfsarbeiten einsetzen kann. Zudem mußten mechanische Werkstätten und Konstruktionsbüros sowie umfangreiche Ersatzteillager eingerichtet werden, weil aus Indien kein Nachschub möglich ist. Die stählernen Schalttafeln, die Betontransportkübel

Soll bei einem Bau auf geschüttetem Untergrund mit ausreichender Sicherheit geplant und gebaut werden, so sind die für einen unbekannten Baugrund notwendigen Untersuchungen zur Ermittlung der Lagerungsverhältnisse und der kennzeichnenden Bodeneigenschaften mit besonderer Sorgfalt durchzuführen.

Solange der planende Ingenieur noch Einfluß auf den Einbau der Aufschüttung hat, kann er im Rahmen der ihm gegebenen Möglichkeiten durch die Auswahl des Schüttmaterials und geeigneter Einbaumethoden die Voraussetzungen für die Gründung des später zu erstellenden Bauwerks wesentlich verbessern. Nur wenige der anfallenden Materialien erfüllen die drei Hauptforderungen: leichte Verdichtbarkeit, geringe Zusammendrück-

barkeit und geringe Empfindlichkeit gegen Feuchtigkeit. Während grobkörniges, gut sortiertes Material wie Fels und Kies sich für hohe Schüttungen gut eignet, — wobei es bis zu einem Trockenraumgewicht von 2,0—2,25 t/m³ verdichtet werden sollte —, sind Tone und Schluffe mit geringer Kohäsion nur bei guter Verdichtung und geringer Aufschüttungshöhe zur baldigen Bebauung geeignet. Eine Beimengung nicht bindiger Materialien kann wesentlich zur Festigkeit dieser Schüttungen beitragen und die Entwässerung verbessern. Plastische Tone kommen bei einem maximalen Trockenraumgewicht zwischen 1,5 und 1,8 t/m³ nur für Aufschüttungen bis etwa 4,5 m Höhe in Frage und sollten auch dann nur mit einstöckigen Verwaltungs- und Schulbauten bebaut werden. Obgleich Schluffe im allgemeinen eine Verdichtung bis 95 % der maximalen Verdichtbarkeit zulassen und auch in größeren Mengen

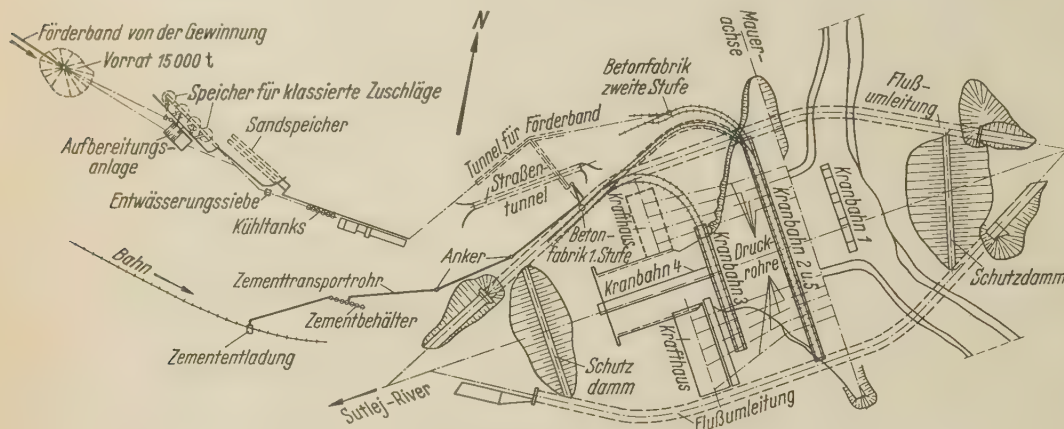


Abb. 4. Grundriß mit Baustelleneinrichtung.

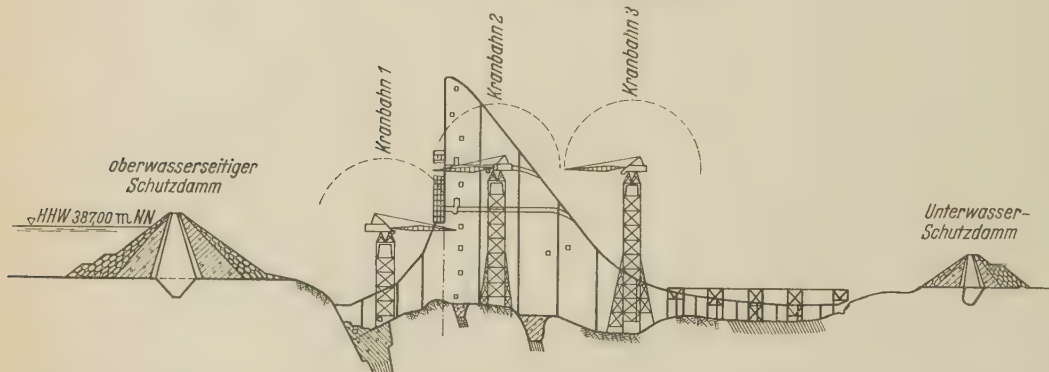


Abb. 5. Aufstellung der Krane an der Bhakra-Schwergewichtsmauer.

sowie Druckrohre, Rechen, Segmentwehre usw. müssen auf der Baustelle selbst angefertigt werden. Die Leitung des Baues dagegen liegt in indischen Händen. Allerdings wurden die wichtigsten Pläne von dem amerikanischen Bureau of Reclamation ausgeführt. Zudem überwacht ein beratendes Collegium von bedeutenden indischen und amerikanischen Ingenieuren den Bau. [Nach M. H. Slocum and B. R. Palta: Ultra-Modern construction plant Civ. Engng. 26 (1956) Nr. 8, S. 512/19, for concrete dam 700 ft high in Punjab.]

Dr.-Ing. Georg Menges, Stuttgart.

anfallen, sind sie noch weniger als Aufschüttmaterial geeignet. Die Einbauhöhe sollte 3,0 m nicht überschreiten, und die Trockenraumgewichte der Schüttung sollen zwischen 1,4 und 1,65 t/m³ liegen. Die Empfindlichkeit der Tone und Schluffe gegenüber Feuchtigkeitsänderungen läßt sich an dem mehr oder weniger starken Anstieg der Verdichtungskurve in der Nähe des optimalen Wassergehaltes ablesen.

Die für die verschiedenen Bodenarten geeigneten Verdichtungsgeräte sind dem praktisch tätigen Ingenieur bekannt. Es muß jedoch nachdrücklich darauf hingewiesen werden, daß ohne Untersuchung repräsentativer Proben auf ihre Verdichtbarkeit, ohne Abstimmung dieser Verdichtungsversuche auf die Verdichtungsarbeit der Einbaugeräte auf der Baustelle und ohne eine ausreichende, sorgfältige Kontrolle des gesamten Einbaus kaum mit einem zufriedenstellenden Resultat gerechnet werden darf.

Gründungen auf Auffüllungen kommen wohl am häufigsten dort vor, wo im Gelände zunächst ein Planum geschaffen werden muß. Hierbei ist das Gebäude dann oft sowohl auf eingeebneten, gewachsenen Boden, als auch auf Auffüllungen bis zu einigen Metern Stärke des gleichen Materials zu gründen. Da die Möglichkeit ungleichmäßiger Setzungen hierbei auszuschließen ist, kommen meist Plattengründungen in Frage, bei denen jedoch eine starre Ausbildung nicht unbedingt erforderlich ist. Bei sehr nachgiebigen Auffüllungen organischen Charakters sind starre und halbstarre Kastenkonstruktionen als eine Art schwimmende Gründung üblich. Bei eingeschossigen Gebäuden mit geringen Lasten werden weiche Stellen durch starre Randfundamente, die die Wände und das Dach tragen, überbrückt, während die Geschoßlasten durch eine getrennte Platte auf den Baugrund übertragen werden. Diese Trennung

DK 624.15 : 624.135

Gründungen von Bauwerken auf Aufschutt

Erfahrungen mit Gründungen auf Aufschutt sind bisher nur selten veröffentlicht worden. Der immer größer werdende Mangel an geeigneten Baugrundstücken stellt den Ingenieur vor die Aufgabe, Grundstücke mit ungünstigen Bodenverhältnissen — wie sie Aufschüttungen meist darstellen — ausnutzen und bebauen zu müssen.

Unter diesen Gesichtspunkten ist eine von Dalrymple veröffentlichte Zusammenfassung der in den Vereinigten Staaten gemachten Erfahrungen, trotz ihrer nur allgemein gehaltenen Hinweise, von Interesse.

Nach Taylor sind unter Aufschutt alle durch Menschenhand entstandenen Ablagerungen, Sand- und Kiesaufschüttungen, Steinschüttungen, Schüttungen bindiger Böden und Schutt- und Geröllablagerungen zu verstehen, für die ebenfalls die für Gründungen bestehenden Hauptforderungen: ausreichende Sicherheit gegen Grundbruch und ausreichende Sicherheit gegen zu große Setzungen, erfüllt werden müssen.

von Platte und starren Randfundamenten verursacht, selbst wenn Setzungen eintreten, keine unangenehmen Risse. Bei Gebäuden mit größeren Belastungen wird die Plattengründung beibehalten, die Hauptsäulen- und Wandlasten werden jedoch bis zum gewachsenen Boden hinabgeführt. Dies hat sich bis zu einer Tiefenlage des gewachsenen Untergrundes von rd. 7,5 m als durchaus zweckmäßig erwiesen, wenn der Aufschutt in der Lage ist, die durch die Platte verteilten Geschoßlasten zu tragen. Wird die Aufschüttung zwischen den Stützen bis zum Planum erst beim Bau eingebracht, so läßt sich dies durch sachgemäßen Einbau wohl immer erzielen. Bei schlechten Untergrundverhältnissen ist es jedoch auch durchaus möglich, daß bei sachgemäßem Einbau die Auffüllung fester ist als der gewachsene Untergrund. In diesem Fall wird man die Auffüllung mit Flachgründungen belasten und sie als druckverteilende Schicht benutzen. Durch die Teppich-Wirkung der Aufschüttung führt dies nach den bisherigen Beobachtungen immer zu geringeren Setzungsunterschieden im Bauwerk, als wenn die Gründung auf dem gewachsenen und sich nun durch die zusätzliche Belastung setzenden Untergrund erfolgt wäre. Ist die zu durchfahrende Aufschuttschicht stärker, so kommen Pfahlgründungen — meist Bohrpfähle — in Frage, die dann die gesamte Last tragen. Bei sandigen Böden ist eine Bodenverbesserung durch Schwingungsverfahren oder die Herstellung von Ortpfählen — durch eine Bodenvermörtelung — angebracht.

Die Erfahrungen haben gezeigt, daß die größten Setzungen eines aufgefüllten Bodens unter seinem Eigengewicht eintreten. Abfallkippen haben sich bis zu 15 % ihrer Ausgangshöhe gesetzt, konnten danach aber trotzdem nur leicht belastet werden. Selbst nach 30 Jahren sind Belastungen mit mehr als 0,5 kg/cm² nicht zweckmäßig.

Bindige Böden wie Tone und Schluffe setzen sich in einem Zeitraum von 10–20 Jahren bis zu 10 % ihrer ursprünglichen Höhe, wenn sie locker geschüttet werden. Bei Schluffen fällt auf, daß unter dem Eigengewicht oftmals keine Setzungen eintreten und sie nach 20 Jahren noch so locker gelagert sind wie zur Zeit der Aufschüttung. Selbst wenn größere Setzungen bereits eingetreten sind, liegt der Eindringungswiderstand beim „Standard-Penetration-Test“ doch nur zwischen 5 und 7 Schlägen/30 cm. Gut ausgewählte Tone jedoch, die bis auf 95 % der erreichbaren Verdichtung eingebaut wurden, zeigen bei normalen Lasten nur unwesentliche Setzungen in den ersten 5 Jahren. Dann werden sie größer. Gut verdichtete Schluffe bringen bei Schütthöhen bis zu 3,0 m nur geringe Setzungen, die sich meist schon während der Bauzeit vollziehen.

Schwingende Belastungen führen bei schlecht verdichtetem Sand zu Setzungen bis zu 5 %, während statische Lasten selbst bei unverdichtetem Sand nur Setzungen bis 3 % der Auffüllhöhe hervorrufen. Selbst bei tonigen oder schluffigen Sanden spielt die Setzung keine wesentliche Rolle. Unverdichteter Kies und Gesteinstrümmer setzen sich bis zu 2 %. — [Nach Dalrymple: Fill Utilization for Building Foundations, Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 80 (1954) Sep. 417.]

Dipl.-Ing. G. Coesfeld, Aachen.

DK 624.131 : 721

Fehlschläge bei der Gründung leichter Gebäude

Bei Kenntnis bodenmechanischer Vorgänge können in Amerika gemachte Erfahrungen wesentlich zur Verhütung von Bauwerksschäden beitragen. Durch Veränderung der Lage des Grundwasserspiegels, vor allem in Trockenjahren, haben sich in Gebieten mit vorwiegend bindigem Baugrund, — wie es in Deutschland z. B. das linksrheinische Schluffgebiet der Kölner Bucht darstellt —, Setzungsschäden an etwa 65 % aller Gebäude gezeigt. Da die Schäden gleichermaßen an alten wie an neuen Gebäuden eingetreten sind, kann nur die Verbreitung und Beachtung grundlegender Erkenntnisse und Erfahrungen über das bodenmechanische Verhalten der Böden zukünftige Schäden vermeiden helfen.

Die Gestalt des normalen Grundwasserspiegels entspricht mit erheblich ausgeglicheneren Konturen ungefähr der der Erdoberfläche. Sinkt der Grundwasserspiegel, so nimmt seine Oberfläche zunehmend ausgeglichener Gestalt an und das bedeutet, daß der Wasserspiegel unter Erhebungen stärker sinkt, als in Tälern. Daher zeigen sich die nach Grundwasserspiegelsenkungen eintretenden Setzungen zunächst auch an den höher gelegenen Gebäuden.

Welches sind die Gründe für diese Setzungen? Es hat sich gezeigt, daß bei nichtbindigen Böden die durch den Fall des Auftriebes im Bereich der Absenkung eintretende Erhöhung des Bodeneigengewichtes und die damit verbundene Zusammen-drückung des Baugrundes für die eintretenden Setzungen entscheidend ist. Im Gegensatz hierzu sind bei bindigen Böden in

erster Linie die bei Absinken des Kapillarsaumes oberhalb des eigentlichen Grundwasserspiegels auftretenden Schrumpfspannungen für die eintretenden Setzungen maßgebend.

Die Schrumpfmerkmale eines Bodens hängen mit seinem Aufbau und seiner Korngröße zusammen. Bei sandigen Böden sind die Körner in direktem, festen Kontakt miteinander, und ihre Struktur ist starr. Infolgedessen sind sie bei statischen Lasten auch nur wenig zusammendrückbar. Bindige Böden — vor allem Tonböden — lagern sich in offener, zellenartiger Struktur ab. Ihr Verhalten wird im wesentlichen von ihrem Anteil kolloidaler Teilchen bestimmt, die im Verhältnis zu ihrem Volumen — infolge ihrer Plättchen- oder Stäbchenform — eine sehr große Oberfläche besitzen. Der diese Teilchen umgebende Wasserfilm ist mit ihnen durch elektrische Kräfte fest verbunden und vermag durch Oberflächenkräfte einen Teil des in den Poren enthaltenen Wassers festzuhalten, so daß es nicht mehr den normalen hydrodynamischen Gesetzen folgt. In gesättigtem Sand ist nahezu alles Wasser Porenwasser, in gesättigtem Ton sind etwa 25–50 % Hüllenwasser. Die durch die Stärke des Wasserfilms und den Abstand der Bodenteilchen beeinflussten sehr starken Anziehungskräfte treten als Bodenkohäsion in Erscheinung. Die Bildung der Menisken an der Luft-Wassergrenze verursacht den Kapillaraufstieg im Boden, der umgekehrt proportional der Porengröße ist, so daß sich über dem eigentlichen Grundwasserspiegel entsprechend der unterschiedlichen Porengröße natürlicher Böden eine Zone unterschiedlicher Stärke mit fast vollkommener Wassersättigung befindet. Da der Porendurchmesser im Sand wesentlich größer ist als bei Ton, ist der Kapillaraufstieg auch entsprechend geringer. Beim Absinken des Kapillarsaumes, dessen Lage also vom Grundwasserspiegel, dem Porenvolumen des Bodens und auch von der Verdunstung an der Oberfläche abhängt, wird durch die Zugkraft der Menisken des Porenwassers eine Druckkraft auf das Korngerüst übertragen. Diese Druckkraft kann bei einem Porendurchmesser von 0,2 μ für einen Ton rd. 15 kg/cm² betragen. Die aus den Wasserspannungen entstehenden Druckkräfte führen bei feinkörnigen Böden zu einer Umlagerung der Bodenteilchen in eine dichtere Lagerung, zu einer Verminderung der Dicke des Wasserfilms und zu einer ungewöhnlich starken Zunahme der Anziehungskräfte zwischen den Bodenteilchen. Darauf beruht die hohe Festigkeit getrockneter Tone. Die Änderung des Bodenvolumens ist gleich dem Verlust an Wasservolumen. An der Schrumpfgrenze ist der Punkt erreicht, wo der Verlust an Bodenvolumen nicht mehr gleich dem Wasserverlust ist. Hier zeigt der Boden einen Farbumschlag, der durch den Rückzug der Luft-Wassergrenze in die Bodenmasse und das Eindringen von Luft in die oberflächennahen Poren hervorgerufen wird. Wird ein vollkommen ausgetrockneter, feinkörniger Boden wieder feucht, so schwillt er. Abgesehen von einigen Ausnahmen — Tone mit einem hohen Prozentsatz an Montmorillonit — schwellen die meisten Böden nicht wieder auf ihr Anfangsvolumen vor der Austrocknung. Die Schwellkräfte können jedoch die Bodenteilchen nicht aus ihrer dichten Lagerung wieder in eine offene, zellige Struktur zurückbringen, sondern mit der Wiederdurchfeuchtung werden lediglich die durch die Kapillarkräfte hervorgerufenen Druckkräfte im Boden wieder abgebaut. Dadurch wird ein Teil der elastischen Zusammendrückung, die im wesentlichen auf der Verformung der flachen Mineralteilchen beruht, rückgängig gemacht. Ein zweiter Schwellanteil ist die Zunahme des Wasserfilms und das Auseinanderdrücken der Körner. Stark verdichtete schwellende Böden können u. U. einen erheblichen Druck ausüben.

Die Erkenntnis, daß bei Änderung des Grundwasserstandes für die Setzung bindiger Böden, vor allem plastischer, kolloidaler Tone, organischer Tone und feiner Schluffe, hauptsächlich die Schrumpfkkräfte verantwortlich sind, und daß Laborversuche zur Bestimmung des durch Bodenschrumpfen zu erwartenden Setzungsmaßes für kleine Bauwerke zu kostspielig sind, läßt auf Grund der beobachteten Schäden folgendes erkennen: Gründungen von Vorbauten, Kaminen und Seitenflügeln liegen oft höher als die Gründung des Hauptbaues. Da durch die Verdunstung das Schrumpfen von der Oberfläche in die Tiefe fortschreitet, schrumpft der Boden unter flachen Gründungen eher. Infolgedessen treten hier Setzungen eher ein, und schwere Risse und das Abreißen flacher gegründeter Bauteile vom Hauptbau ist nicht zu vermeiden. Falls die Austrocknung auch bis unter den Hauptbau fortschreitet, wird sich dieser zwar später auch setzen, da aber das Setzungsmaß von der betroffenen Schichtstärke abhängt, werden Setzungsunterschiede bleiben. Wird bei der Baugrunduntersuchung festgestellt, daß es sich bei dem betreffenden Baugrund um einen gegenüber Feuchtigkeitsänderungen empfindlichen Boden handelt, so sollten alle Gründungen so konstruiert werden, daß ihre Sohlen ungefähr in gleicher Tiefe unter der endgültigen Erdoberfläche liegen. Aussteifende Bau-

glieder im Gründungskörper sind zweckmäßig. Normale Gründungen liegen mit ihrer Sohle unter der Zone der Frosteinwirkung und der normalen jahreszeitlichen Feuchtigkeitsschwankungen. Der Gedanke, in Gebieten, in denen mit dem Absinken des Grundwasserspiegels zu rechnen ist, die Gründung möglichst tief zu legen, scheidet bei normalen Bauwerken aus wirtschaftlichen Überlegungen aus. Eine tiefere Gründungssohle kann durch Bohren 30–50 cm starker Löcher bis auf die gewählte Tiefe erreicht werden, die dann wieder mit Beton verfüllt werden, so daß das Bauwerk auf diesen kurzen Pfählen und nicht auf flachen Streifenfundamenten ruht. Da die Druckspannungen, die sich im Baugrund infolge der Schrumpfkkräfte ergeben, die Bodenspannungen aus der Belastung durch leichte Bauwerke bei weitem übersteigen, haben die geringfügigen Änderungen, die an den Bodenpressungen kleiner Fundamente erreicht werden können, nicht den geringsten Einfluß auf die Setzungen. Das mit einer Wiederdurchfeuchtung verbundene Schwellen ist gewöhnlich viel geringer als die während der Zusammendrückung eingetretene Volumenänderung, vor allem, wenn der Boden eine Last trägt. Die gleichen Maßnahmen, wie sie hier für bindige Böden aufgezeigt werden — möglichst gleiche Gründungstiefe, Aussteifung der Gründung, Tieferlegen der Gründung — sind auch bei nichtbindigen Böden angebracht, wenn auch hier aus den vorerwähnten Gründen das Setzungsmaß infolge Grundwasserabsenkung wesentlich kleiner ist.

Eine Bebauung von Aufschüttungen führt durch unterschiedliche Setzungen in vielen Fällen ebenfalls zu Schäden. Die Ursache derartiger Setzungen ist meist die Errichtung des Bauwerkes auf lockeren, nur wenig oder sogar gar nicht verdichteten Aufschüttungen. Der Fehler liegt also in der Beschaffenheit der Schüttung und resultiert aus der Nichtbeachtung grundlegender Erkenntnisse und Empfehlungen für den Einbau des Aufschüttmaterials. Bei planvoller Verdichtung und Abstimmung der Gründung auf den geschaffenen Baugrund lassen sich diese Schäden in den meisten Fällen vermeiden. Müssen Bauwerke auf einem Planum errichtet werden, das zum Teil aus aufgeschüttetem Boden u. U. sogar unterschiedlicher Stärke besteht, lassen sich unterschiedliche Setzungen kaum vermeiden. Diese rühren daher, daß Setzungen nur durch die zusätzlich aufgebrachte Last hervorgerufen werden, d. h. im Bereich des Abtrages können die Spannungen in der Gründungstiefe aus der fortgenommenen Auflast des Bodens von denen aus den Fundamenten abgezogen werden, während im Bereich der Aufschüttung zu den Spannungen aus den Fundamenten noch die aus dem Gewicht der neuen Schüttung hinzukommen. Die ungleichmäßige Setzung des Bauwerkes ist dann eine Funktion dieser beiden einander entgegengesetzten Wirkungen, und selbst bei einer ausgezeichneten Beschaffenheit der Schüttung können Setzungsunterschiede kaum vermieden werden. Gründungen, die versuchen durch ihre Ausbildung dieser Sachlage Rechnung zu tragen, sind meist für leichte Industrie- oder Wohngebäude nicht tragbar. Wird die neue Schüttung zeitig vor Baubeginn durchgeführt, so kann sich der Boden wenigstens teilweise unter seinem Eigengewicht verfestigen, und nur noch ein Bruchteil der absoluten Bewegung macht sich im Gebäude bemerkbar. Ein solcher Aufschub des Baubeginns hat aber nur bei verhältnismäßig niedrigen Schluffschüttungen, die sich schnell genug verfestigen, Zweck, da bei Tonen die Setzungen unter dem Eigengewicht viele Jahre andauern können. Unter Umständen kann eine Vorkonsolidierung durch eine aufgebrachte Sandschicht, die zur Entwässerung und als Vorlast dient, zweckmäßig sein. Sorgfältige Beachtung aller Einzelheiten und die Auswahl geeigneter Maßnahmen wird mit großer Sicherheit auch bei Gründungen auf Aufschütt Schäden vermeiden.

Ein weiterer Schadensgrund an normalen Bauwerken ist die unüberlegte Ausbildung von Drainagen. Bei Gebäuden in Hanglagen ist immer wieder zu beobachten, daß die angelegten Drainagegräben mit sehr grob zerkleinerten Steinen oder mit Kies ausgefüllt werden. Das Verstopfen solcher Drains ist unvermeidlich, wenn der Baugrund aus feinem Sand oder Schluff besteht, der in das grobe Material eingewaschen wird. Dabei ist es ohne weitere Erklärung verständlich, daß ein Filter auf das zu filternde Material abgestimmt sein muß. In einfachen Fällen soll das Verhältnis

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{\text{Korndurchmesser des Filtermaterials bei } 15\%}{\text{Korndurchmesser des zu filternden Bodens bei } 85\%} \leq 5$$

sein. Soll der Filter höheren Ansprüchen genügen, sollte auch die Bedingung $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$ erfüllt sein. Das Verhältnis des Filterkorndurchmessers bei 85% zur Lochgröße der Röhrendrains größer als 1,0 bei runden Löchern und größer als 1,2 bei quadratischen Löchern verhindert ein Abwandern des Filtermaterials. Steht keine Kornverteilungskurve zur Verfügung, ist

es demnach besser, die Drainagegräben mit einem sauberen, groben, dem Betonsand ähnlichen Sand zu verfüllen als grobe Steine oder Kies zu verwenden.

Bei Beachtung der hier aufgezeigten Erkenntnisse kann ein großer Teil der allenthalben zu beobachtenden Schäden an normalen Bauwerken vermieden werden. — [Nach Taylor: Foundation Failures in Residences and small Structures. Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 80 (1954) Sep. 561].

Dipl.-Ing. G. Coesfeld, Aachen.

DK 627.82 : 621.311.21 (282.272.1) : 693.5 (73)

Die Betonierungsarbeiten am St. Lorenz-Kraftwerk

Die Barnhart-Station des St. Lorenz-Kraftwerk-Projektes wird gemeinsam von den USA und Kanada errichtet. Für das insgesamt 980 m lange Bauwerk sind auf der amerikanischen Seite auf einer Länge von 480 m rd. 860 000 m³ Beton einzubringen. Die Betoniergeschwindigkeit wuchs vom Beginn der Arbeiten ständig bis auf 19 000 m³/Woche an.

Die Zuschlagstoffe werden auf dem Schienenwege antransportiert. Auf einem zweispurigen Entladegleis werden in einer Schicht rd. 45 Wagen maschinell entladen. Diese Arbeit wird von einem Mann ausgeführt, der von einem hochgelegenen Kontrollraum aus die Wagen mit einer ferngesteuerten Druckluftwinde zur Entladestelle bewegt und einen Rüttler auf das Dach setzt, der das Entladen beschleunigt. Die Zuschlagstoffe



Abb. 1. Zuschlagstoffhalde mit Entnahmetunnel und Spülsiebanlage. fallen aus den Waggons in einen unter dem Gleis angeordneten Trichter, von wo sie zu einem geeigneten Förderband gelangen, das den hochliegenden Haldenförderer beschickt. Unter den Halden entnimmt ein Förderband, das in einem Entnahmetunnel läuft, die Zuschläge und befördert sie zu einem Spülsieb.

Da sämtliche Zuschläge zweimal gewaschen und abgesiebt werden müssen, wird das Material anschließend mittels eines geeigneten Förderbandes zu einer zweiten Spülsiebanlage über dem Johnstonturm geschafft. Auch hierbei überwacht wiederum nur ein Mann den Entnahmetunnel, die Förderbänder und die beiden Siebanlagen. Nach dieser Behandlung fallen die Zuschlagstoffe in die vorgesehenen Vorratsbehälter.

Der Beton wird in vier 3000 l-Mischern gemischt. Die Leistung der Anlage beträgt 185 m³/h.

An der Aufbereitungsanlage wurden während der Arbeiten einige Verbesserungen vorgenommen. Z. B. wurde ursprünglich die zweite Siebanlage von einem tiefer stehenden Motor durch Keilriemenübertragung angetrieben. Da sich die be-

lasteten Siebe jedoch etwas senkten, verloren die Keilriemen ihre Spannung und die Leistung dieser Kraftübertragung sank beträchtlich. Deshalb wurde der Motor auf die Siebebene montiert, so daß die Kraftübertragung durch eine Senkung der Siebe nicht mehr beeinträchtigt werden konnte. Eine weitere Verbesserung bestand darin, daß die Zuschlagstoffsilos mit Außenrüttlern versehen wurden.

Der Abtransport des Zements erfordert ebenfalls einige Beachtung. In Flußschiffen wird loser Zement von Quebec zu einem ungefähr 1100 m von der Mischanlage entfernten Kai des Cornwall-Kanales in Kanada gebracht. Die Schiffe, die jeweils 2700 t Zement geladen haben, werden pneumatisch entladen. In einer Stunde werden 85 t Zement in zwei in der Nähe stehende 1280 t fassende Silos gepumpt. Von hier aus gelangt der Zement durch eine 250 mm starke Rohrleitung etwa 1100 m weiter in zwei weitere 1280-t-Silos an der Mischanlage. Unter einem Druck von rd. 2,5 atü werden 47 t/h befördert. An der Mischanlage steht ein weiterer 430 t fassender Silo, welcher Mischzement, der per Bahn angeliefert wird, enthält. Ein Dreiwegeventil an der Entnahmestelle verhindert ein ungewolltes Vermischen des Portlandzementes mit dem Mischzement.

Der Transport des Betons von der Mischanlage zur Einbaustelle erfolgt gleislos mit Lkws, die auf zwei 3 m³-Kippmulden montiert sind. Diese Kippmulden entladen direkt in Kübel, die dann vom Kran weiterbefördert werden. Der Verzicht auf den schienengebundenen Betontransport stellt bei einem Bauvor-



Abb. 4. Schalung der Saugrohre.

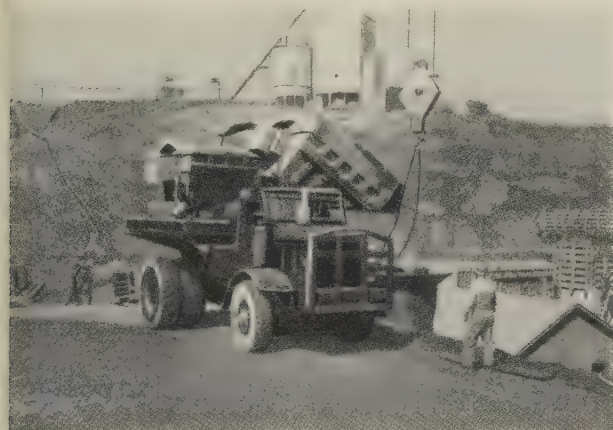


Abb. 2.



Abb. 3. Blick auf die Baustelle.

haben von dieser Größe eine bedeutende Zeitersparnis dar.

Jede Kippmulde ist auf ein Fahrgestell montiert und kann auf einem auf den Lkw aufgesetzten Rahmen seitwärts rollen. Zum Schütten wird das Fahrgestell von einem durch Druckluft angetriebenen Kolben an die Kante des Wagens geschoben, stößt dort auf zwei Sperren, und die Mulde kippt über und schüttet den Beton in einen bereitstehenden Kübel (Abb. 2). Anschließend wird das Fahrgestell durch den Kolben wieder zurückgezogen, und die Kippmulde kehrt, unterstützt durch ein Gegengewicht, wieder in ihre Normalstellung zurück. Die Druckluft wird von einem Kompressor, der unten am Fahrzeug angebracht ist, erzeugt. Während des Transportes sind Fahrgestell und Mulde durch Sperrklinken festgelegt.

Der gleislose Transport ermöglicht es, den Beton schnell und mühelos an jeden beliebigen Punkt der Mauer zu befördern. Zum Einbringen des Betons dienen runde Kübel mit trichterförmigem Oberteil, die ein Fassungsvermögen von 3 m³ haben. Das Betonieren wird von 4 Drehkränen getätigt. Diese 40 t-Kräne haben eine Ausladung von 38 m und laufen auf Gleisen, die an beiden Seiten der Mauer parallel zu deren Achse verlegt sind. Der Beton wird in 1,50 m starken Lagen eingebracht. Tagsüber werden die Schalungen versetzt, nachts wird betoniert.

Da das Bauwerk in erster Linie zur Kraftgewinnung dienen soll, sind die Schalungsarbeiten bedeutend komplizierter als bei einer normalen Sperrmauer. Neben den Saugrohren und Einlaufspiralen für die 16 Turbinen sind noch zahlreiche Wände und Decken einzuschalen.

Die Herstellung der Schalungen erfolgt in einer gut ausgerüsteten Werkstatt. Das Holz, das an einem Ende der Anlage gestapelt ist, wird mit einem Walzenförderer zur Werkstatt gebracht. Nach einem Schalungsverzeichnis gelangen die einzelnen Hölzer zum Zuschneiden an die verschiedenen Maschinen.

Die Schalungsarbeiten für die Saugrohre werden vereinfacht durch die Verwendung von Stahlsegmenten, die vorgefertigt und positioniert auf die Baustelle kommen, wo die Sperrholzschalung aufgebracht wird.

Sämtliche Arbeiten auf der Baustelle können vom Bauleiter in dessen Büro auf einem Bildschirm verfolgt werden. Die Aufnahmekamera steht am Rande der Baustelle auf einem Stahlgerüst und kann durch Fernsteuerung nach allen Seiten bewegt werden. [Nach „Concrete placing hits fast clip at St. Lawrence powerhouse“: Construction Methods Equipment 38 (1956) Nr. 8, S. 62.]

Buchbesprechungen

DK 624.072.04 (022) = 2

Wang, Chu-Kia, Ph. D., Prof. of Architectural Engineering, University of Illinois, and Clarence Lewis Eckel, C. E., Prof. of Civil Engineering, Dean of the College of Engineering, University of Colorado: **Elementary Theory of Structures** (=McGraw-Hill Civil Engineering Series, Harmer E. Davis, Consulting Editor). IX, 387 S., Gr. 16×23,5 cm, mit zahlr. Abb. New York/Toronto/London: Mc Graw-Hill Book Comp, Inc. 1957. Gzln. 7,50 \$.

Das vorliegende Werk ist als Lehrbuch der Statik zur Einführung in die grundlegenden Berechnungsmethoden ebener Tragwerke für Studierende der Architektur und des Bauingenieurwesens bestimmt. In den Kapiteln 1 bis 10 werden statisch bestimmte Systeme behandelt; die Schnittgrößen werden nach graphischen und rechnerischen Methoden sowohl für feste Belastungen als auch für bewegliche Lasten (Einflußlinien) ermittelt. Die Kapitel 11 bis 15 sind den statisch unbestimmten Systemen gewidmet. An Beispielen wird in die Berechnungsverfahren nach der Kraftmethode, nach der Deformationsmethode und nach dem Momentenausgleich eingeführt. Der weiteren Vertiefung und Einarbeitung in das jeweilige Gebiet dienen die am Schluß jedes Kapitels angefügten Fragestellungen mit dem am Schluß des Buches zusammengestellten Antworten. Besonderer Wert wurde auf anschauliche, der Baupraxis entnommene Beispiele mit zahlenmäßiger Durchrechnung unter Zugrundelegung amerikanischer Berechnungsvorschriften gelegt.

R. Barbré, Braunschweig.

DK 66.076 : 624.953.012.45 (023)

Petermann, Dipl.-Ing. A.: **Gasbehälter in Stahlbeton**. 187 S., Gr. 15·21 cm, mit 49 Abb. und 21 Tab. Berlin: VEB Verlag Technik 1957. Gzln. 22,— DM.

Für den Bau von gasdichten Großbehältern aus Stahlbeton sind konstruktive, statische, herstellungsmäßige und wirtschaftliche Überlegungen angestellt. Inwieweit die wirtschaftlichen Überlegungen für westeuropäische Verhältnisse zutreffen, mag dahingestellt bleiben. In die konstruktiven und statischen Betrachtungen haben sich an einigen Stellen Überlegungsfehler eingeschlichen, so insbesondere bei den Betrachtungen zu den Biegestörungen in vertikaler Richtung am unteren Rand und bei Teilfüllung des Behälters. Auch ist die Nennung der auf Seite 19 als Ausführungsbeispiel erwähnten Bamberger Behälter nicht am Platze, da es sich hierbei nur um in Stahlbeton ausgeführte Wassertassen für Schraubengasbehälter handelt, wobei der Beton bekanntlich nicht die Aufgabe der Gasdichtigkeit übernimmt. Überhaupt erscheint die Herstellung gasdichter Großbehälter in Stahlbeton mit Abmessungen von z. B. 58 m Höhe und 50 m Durchmesser, wie sie im Buche genannt sind, sowohl hinsichtlich der Ausführbarkeit als auch der Gewährleistung der Gasdichtigkeit sehr problematisch.

Das Buch will nach den darin enthaltenen Schlußbetrachtungen eine Diskussionsgrundlage zu dem Problem der Herstellung von Gasbehältern in Stahlbeton sein. In diesem Sinne mag die vorliegende Schrift zum Nachdenken anregen.

H. Beck, Frankfurt/M.

DK 624 (083.53) : (022)

Wendehorst, Dipl.-Ing. Reinhard, Goslar: **Bautechnische Zahlentafeln**. 11. neubearb. u. erw. Aufl. 270 S., mit zahlr. Abb., Gr. 14·19 cm. Stuttgart: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft 1957. Geb. 13,80 DM.

Gegenüber der im Bauingenieur ausführlich besprochenen 8. Auflage [siehe Bauing. 27 (1952), S. 388] hat die vorliegende 11. Auflage einen um etwa 1/5 größeren Umfang. Die Erweiterungen betreffen mathematische Zahlentafeln und Formelzusammenstellungen, Profiltafeln und verschiedene bautechnische Angaben, die mit dem Fortschritt der Normung zusammenhängen. Die eingearbeiteten Normen entsprechen dem Stande der Normung bei Abschluß des Manuskriptes. Bei der drucktechnisch völligen Neugestaltung wurde die übersichtliche Darstellungsweise aus den früheren Auflagen übernommen und wo möglich verbessert.

Die rasche Aufeinanderfolge der letzten Auflagen läßt deutlich werden, daß dieses Nachschlagewerk, das auf verhältnis-

mäßig kleinem Raum eine treffende Auswahl von Zahlenwerten aus dem Gesamtgebiet der Bautechnik bereitstellt, sich großer Beliebtheit erfreut.

R. Barbré, Braunschweig.

DK 693.556 : 694.3 (023)

Böhm, Dr.-Ing. Franz: **Schalung und Rüstung**. Moderne Schaltechnik. 4. völlig neubearb. Aufl. von Dipl.-Ing. Nikolai Labutin. VIII, 212 S., Gr. 8°, mit 241 Abb. u. 10 Taf. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1957. Gzln. 36,— DM, geh. 32,— DM.

Die 4. Auflage mit dem neuen Untertitel „Moderne Schaltechnik“ trägt der Entwicklung der letzten zehn Jahre Rechnung, soweit es sich um Normalformen der Schalungstechnik handelt, wie sie dem Polier der kleinen Baustelle und Bauleiter der industriellen Großbauten täglich begegnen.

Den Schalungsmaterialien (Holz, Sperrholz, Holzfasersplatten, Stahl- und Kunststoffplatten) und daraus hergestellten Schalungselementen räumt der Verfasser den größeren Teil des Buches ein, wobei Materialauswahl, Herstellung der Elemente, Anwendungsmöglichkeit und Wirtschaftlichkeit betrachtet werden. Nach eingehender Besprechung von Verbindungsmitteln werden an Hand praktischer Beispiele Gesamtkonstruktionen verschiedener Schalungsaufgaben besprochen. Entwurf und Planung, konstruktive Prinzipien für die Gesamtschalung, die sich in der Baupraxis technisch und wirtschaftlich bewährten, Organisation und Kostenfragen werden behandelt (ausschließlich der ingenieurmäßig konstruierten und weitgespannten Schalungen des Brückenbaues). Der Text wird durch Zeichnung und Bild anschaulich erläutert. Das Buch gibt einen guten Überblick über den derzeitigen Stand der Schal- und Rüsttechnik für Betonkonstruktionen und wird dem Praktiker auf der Baustelle, dem Konstrukteur im Büro und auch dem Lernenden eine wertvolle Arbeitshilfe sein.

A. Troche, Hannover.

DK 624.012.45 : 666.982.2 (022)

Kersten, Baurat C.: **Der Stahlbeton**. Ein Leitfaden für Studium und Praxis. III. Teil: Entwurfsbeispiele im Hoch- und Industriebau und Statischer Anhang. 10. Aufl., völlig neubearb. von Dipl.-Ing. H. Kuhnert, Städt. Baurat, Dozent an der Ingenieurschule für Bauwesen in Hagen. VIII, 278 S., Gr. DIN A 5, mit 414 Abb., 120 Beispielen, 64 Zahlentafeln und 14 Entwurfstabellen. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1957. Gzln. 23,50 DM; geh. 20,— DM.

Die vorliegende 10. Auflage des 3. Teiles des Buches „Der Stahlbetonbau“ von Kersten-Kuhnert hat sich bereits als Lehrbuch für den Stahlbetonbau der üblichen Hochbauten und bei den Ingenieuren in der Praxis bestens eingeführt. Es behandelt an Hand einfacher Beispiele die verschiedenen Deckenarten, Rechteck- und Plattenbalken für Ein- und Mehrfeldträger und Stahlbetonsäulen.

Auch Beispiele für Dächer, Rahmenbinder, Gründungen und Treppen sind — unterstützt durch Bewehrungsskizzen — aufgenommen.

In einem letzten Abschnitt sind Formeln für die Benutzung der Dreimomentengleichung angegeben sowie einige Bemessungstabellen abgedruckt.

Die hohe Zahl der Auflagen beweist, daß es nicht besonders nötig ist, dem Buch für die Kreise, für die es geschrieben ist, eine besondere Empfehlung mit auf den Weg zu geben.

K. Hirschfeld, Aachen.

DK 624.94.014.2.042 (023) = 2

Heyman, Jacques, M. A., Ph. D., A. M. I. C. E., Fellow of Peterhouse and University Lecturer in the Department of Engineering University Cambridge: **Plastic Design of Portal Frames**. 104 S., Gr. 14,5·22 cm, mit zahlr. Abb. Cambridge: University Press 1957. Gzln. 10.6 s.

Das Buch gibt eine praktische Anleitung zur Berechnung und Bemessung von Stahlhochbauten nach dem Traglastverfahren, für welches ein Lastfaktor (Verhältnis der Tragfähigkeit erschöpfenden zur wirksamen Last) in die Rechnung einzuführen ist. Der Vorteil der Anwendung liegt einmal in der einfachen Berechnung statisch unbestimmter Rahmentragwerke und andererseits darin, daß sie eine wirtschaftlichere Bemessung zuläßt als

die Elastizitätstheorie. Es werden durch Zeichnung der Momentenflächen und durch Anwendung des Prinzips der virtuellen Verrückungen bei Annahme vollplastischer Gelenke der einfache, der eingespannte und der durchlaufende Balken behandelt, und weiterhin werden an Beispielen von zwei- und mehrstieligen eingeschossigen Rahmen die Möglichkeiten der Ausbildung von plastischen Gelenken untersucht. Dabei wird zunächst vorausgesetzt, daß ein Versagen des Rahmens durch Instabilität nicht schon vorher eintreten kann, während sich der letzte Abschnitt mit der Frage der Stabilität der Rahmenstiele besonders befaßt.

Das Buch ist leichtverständlich und klar geschrieben und dürfte zur Einführung in die praktische Anwendung der Plastizitätstheorie vorzüglich geeignet sein.

E. Kohl, Braunschweig.

DK 624.072/.074 : 539.214 : 539.374 (022) = 2

Neal, B. G., M. A., Ph. D. (Cantab.), A. M. I. C. E., Prof. of Civil Engineering and Chairman of Engineering Department, University College of Swansea. Formerly Fellow of Trinity Hall and Lecturer in Engineering, University of Cambridge: **The Plastic Methods of Structural Analysis**. XI, 353 S., Gr. 14,5 · 22 cm, mit zahlr. Abb. London: Chapman and Hall Ltd. 1956. Gzln. 45 s.

Die Frage der Bemessung von Tragwerken auf Grund der Plastizitätstheorie ist in England in erster Linie von Prof. Baker und seinen Mitarbeitern, zu denen auch der Verfasser dieses Buches zählt, eingehend untersucht und wesentlich gefördert worden. Bereits seit 1948 gestatten die englischen Hochbauvorschriften ihre Anwendung. Ihr Vorteil liegt im Vergleich mit der Elastizitätstheorie in der einfacheren Berechnung und in der wirtschaftlicheren Bemessung der Tragwerke, da die Ausbildung von $(n + 1)$ plastischen Gelenken im n -fache statisch unbestimmten Tragwerk als Grenzzustand der Traglast anzusehen ist, wobei ein Lastfaktor als Sicherheitsgrad eingeführt wird.

Das Buch von B. G. Neal gibt eine ausgezeichnete Einführung in die Grundlagen der Plastizitätstheorie und ihre Anwendung entsprechend dem derzeitigen Stand der Forschung und kann daher zum Studium wärmstens empfohlen werden. Die ersten vier Kapitel befassen sich mit den wichtigsten Erkenntnissen der Plastizitätstheorie, mit ihrer Anwendung auf den einfachen, eingespannten und durchlaufenden Balken sowie auf Rahmentragwerke, wobei die verschiedenen Lösungsmöglichkeiten (im wesentlichen die zeichnerische Methode und das Prinzip der virtuellen Verrückungen) erläutert werden.

Von großer Bedeutung ist insbesondere bei Rahmentragwerken die Frage, welche Lage der plastischen Gelenke unter

den vorhandenen Möglichkeiten für die Berechnung maßgebend ist.

Vier weitere Kapitel beschäftigen sich mit den Formänderungen, die u. U. bestimmten Grenzen zu unterworfen sind, ferner mit dem Einfluß von Längs- und Querkraften auf den plastischen Zustand, mit Fragen der Wirtschaftlichkeit und mit dem Auftreten veränderlicher, wiederholter Belastungen.

E. Kohl, Braunschweig.

Eine deutsche Übersetzung des Buches Neal, **The Plastic Methods of Structural Analysis**, befindet sich bereits im Druck und wird im Laufe des Winters erscheinen. Springer-Verlag.

Neuerscheinungen

DK 624.94 (023)

Kollbrunner, Dr. sc. techn. Dipl.-Bauing. ETH, SIA, Direktor der AG. Conrad Zschokke, Döttingen: **Neuzeitlicher Stahlhochbau** (= Mitt. Forsch. u. Konstr. im Stahlbau, Heft 22, Juni 1957. Herausgegeben durch die AG. Conrad Zschokke, Stahlbau u. Kesselschmiede, Döttingen/Aargau). 56 S., Gr. 15,5 × 22 cm, mit 24 Abb. Zürich: Verlag Leemann 1957. Brosch. 7,30 sfr.

DK 624 : 69 : 389.6 (083.8)

Normen-Verzeichnis im Bauwesen. Gesamtverzeichnis nach Normblatt-Nummern, Sachgebieten, Stichworten, DK-Zahlen. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß (DNA), September 1957. 62 S., Gr. DIN A 5. Zu beziehen durch Beuth-Vertrieb GmbH., Berlin W 15, Köln und Frankfurt/M. Die Abgabe erfolgt kostenlos.

DK 389.6 : 69 (43) „1917/1957“

Frommhold, Baudirektor a. D., Dr.-Ing. habil., Bamberg: **40 Jahre Baunormung 1917—1957 — 10 Jahre Fachnormenausschuß Bauwesen im Deutschen Normenausschuß 1947—1957**. 104 S., Gr. DIN A 4. Herausgegeben vom Deutschen Normenausschuß Bamberg 1957. Zu beziehen durch den Beuth-Vertrieb, Berlin W 15, Uhlandstr. 175.

DK 061.43 : 66.02 (058) = 2/ = 4 = 60

ACHEMA-Jahrbuch 1956/1958. Europäischer Katalog des chemischen Apparatewesens. Herausgegeben von H. Bretschneider im Auftrage der DECHEMA Deutsche Gesellschaft für chemische Apparatewesen, Frankfurt/M., in 4 Sprachen; deutsch, englisch, französisch, spanisch. 1070 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. Ein Bezug des Buches über den Buchhandel ist erst nach der ACHEMA-Tagung 1958 möglich, während namentlich angemeldete Besucher zu der ACHEMA-Tagung 1958 das Buch unberechnet zugesandt erhalten.

DK 518.5 : 681.143

Wulf, Robert: **Die Praxis des Rechenschiebers**. 62 S., Gr. DIN A 5. Essen: VWW, Verlag für Wirtschaft und Verwaltung 1957. Brosch. 3,80 DM.

Verschiedenes

DK 92 Neuffer: 624.007.2 : 624.1

Professor Dr.-Ing. E. h. W. Neuffer 75 Jahre alt

Am 28. 10. 1957 vollendete Prof. W. Neuffer sein 75. Lebensjahr. Der Jubilar, der in der Fachwelt als Praktiker und Hochschullehrer wohl bekannt ist, leitet nach seiner Emeritierung 1951 heute noch das Institut für Grundbau und Baugrundmechanik an der Technischen Hochschule Dresden. Frühere Jubiläen und insbesondere die Verleihung der Würde des Dr.-Ing. E. h. durch die Technische Hochschule Braunschweig im Jahre 1956 haben bereits mehrfach Gelegenheit gegeben, darauf hinzuweisen, daß in Prof. Neuffer in besonders glücklichem Maße Ingenieurspraxis und Befähigung zum Hochschul-lehrer vereint sind.

Seine praktische Tätigkeit im Bauwesen begann im Jahre 1905. Die Ausführung zahlreicher Bauwerke aus dieser Zeit, wie Rheinbrücke Köln, Tunnel Bleialf, S-Bahn Ber-



lin u. a. m., sind mit seinem Namen verknüpft. Als technischer Leiter der Niederlassung Köln und später technischer Direktor der Grün & Bilfinger A. G. in Mannheim war Professor

Neuffer in besonderem Maße auch beim Aufstellen der Projekte maßgebend beteiligt.

Aus dieser Tätigkeit heraus erfolgte 1931 seine Berufung als Ordinarius des Lehrstuhles für Massivbrücken-, Holz- und Grundbau nach Dresden. 20 Jahre hat er auf diesem Platz gewirkt und sein Wissen und seine Erfahrungen an seine Schüler weitergegeben. Qualitätsarbeit bei der Betonherstellung, baugrundmechanische Untersuchungen und ihre Anwendungen in der Ingenieurtechnik, sowie architektonische Gestaltung der Ingenieurbauten waren zusätzlich Sondergebiete, auf denen er die Studierenden förderte.

Nach dem Tode von Prof. Kögler in Freiberg übernahm Prof. Neuffer das dortige Bodenmechanische Institut und gründete 1939 das Institut für Erd- und Grundbau der Technischen Hochschule Dresden, wo u. a. Dr. Bernatzik und Prof. Ohde wirkten. Das Institut wurde bei der Vernichtung Dresdens im Februar 1945 ein Raub der Flammen.

Mit bewundernswerter Energie und unermüdlichem Eifer setzte sich Prof. Neuffer für den Neubau ein. In dem neuen Institut für Grundbau und Baugrundmechanik der Technischen Hochschule Dresden, das mit modernsten Geräten ausgestattet ist, arbeiten unter seiner Leitung 60 Mitarbeiter an praktischen Aufgaben der Bauwirtschaft.

Ein Beispiel an Klarheit, Gerechtigkeit, Güte, mustergültig als Lehrer wie auch als menschlicher Förderer seiner Mitarbeiter, steht er allen dankbar in Erinnerung, die das Glück hatten, an seiner Seite zu arbeiten. Mögen ihm noch viele weitere Jahre der Wirkung beschieden sein! Prof. Dr.-Ing. Herberg.

DK 92 Nakonz : 624.007.2

W. Nakonz 70 Jahre

Am 1. Dezember 1887 wurde der Vorsitz der Vorstandes der Beton- und Monierbau A. G., Herr Regierungs- und -baurat a. D. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Walter Nakonz, in Oberschlesien als Sohn des späteren Geheimen Oberbaurats Christian Nakonz geboren. Sein Studium als Bauingenieur schloß er an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg mit Auszeichnung ab. In seine Ausbildungszeit als Regierungsbauführer an der preußischen Wasserbauverwaltung fiel im Jahre 1914 die Promotion zum Dr.-Ing. Im Jahre 1920 verließ er den Staatsdienst und trat bei der Beton- und Monierbau A. G. ein, in deren Vorstand er im Jahre 1923 als Nachfolger von Herrn Dr.-Ing.

E. h. Koenen berufen wurde. Die Beton- und Monierbau A. G. war durch den ersten Weltkrieg und durch die Nachkriegsereignisse schwer getroffen worden. Jetzt hatte sie einen besonders tatkräftigen Leiter und hervorragenden Ingenieur gefunden, der sie in wenigen Jahren in die Spitzengruppe der großen deutschen Industriebauunternehmungen zurückführte. Zahlreiche Bauten kennzeichnen diesen Weg, z. B. die Hindenburgschleuse in Anderten bei Hannover mit der erstmaligen Einrichtung einer neuzeitlichen „Betonfabrik“, oder der Grundbau für das Schiffshebewerk Niederfinow. Es folgen Industriebauten, Geschäftshäuser, Talsperren, Autobahnen, Brücken aller Art, Hafenbauten und Wohnsiedlungen.

Nach dem zweiten Weltkriege sehen wir N. weiter an der Spitze dieser Unternehmung als Vorsitz der Vorstandes, Seine Ideen bestimmen auch jetzt noch entscheidend die Wegrichtung. Große Betonwerke entstehen, ein eigenes Spanverfahren wird entwickelt, der Bau mit Fertigteilen findet vielseitige Anwendung, größere Bauten im In- und Auslande zeugen von seiner Tatkraft, und die besondere Fürsorge und Obacht dient der Güte des Betons, der Baukontrolle durch ein eigenes Fahrlaboratorium, der zielsicheren Betonbildung mit möglichst geringen Güteschwankungen.

Doch selbst dieses große Arbeitsgebiet ließ noch Raum für zusätzliche Aufgaben. Seit 1925 gehört N. dem Vorstände des Deutschen Beton-Vereins an, von 1937 bis zum Ende des zweiten Weltkrieges war er sein Vorsitzender. In dieser Eigenschaft veranlaßte er, daß erhebliche Geldmittel für Forschungsarbeiten zur Verfügung gestellt wurden; die bewährten Prüfkisten des Deutschen Beton-Vereins gehen auf seine Vorschläge zurück, auch die Bauberatung wurde erstmalig unter seinem Vorsitz durch hauptamtlich eingestellte Bauberater aufgenommen. Die bekannten „Leitsätze für die Bauüberwachung im Beton- und Stahlbetonbau“ fanden in Anlehnung an die Änderung der Stahlbetonbestimmungen im Jahre 1943 in einer 8. Auflage durch ihn eine umfangreiche Neubearbeitung und wesentliche Erweiterung und erfreuen sich auch in den nachfolgenden Auflagen seiner maßgeblichen Mitarbeit. In zahlreichen Aufsätzen, Vorträgen und Ansprachen ist er an die Öffentlichkeit getreten.

Durch die Verleihung der Emil-Mörsch-Denkmünze, die er als erster Unternehmer im Jahre 1949 erhielt, dankte ihm die Bauindustrie für seine großen Leistungen. Die Technische Hochschule in Darmstadt promovierte ihn zum Dr.-Ing. E. h., die Technische Hochschule in Braunschweig ernannte ihn zum Ehrensenator.

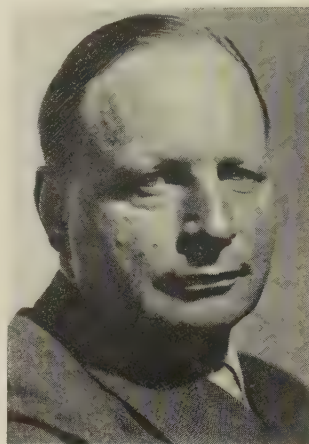
Zu seinem 70. Geburtstage sei ihm der Dank seiner zahlreichen Freunde und Fachkollegen entgegengebracht, der sich mit dem Wunsch verbindet, daß ihm noch viele Jahre verbleiben, die er mit seiner nie ermüdenden Schaffenskraft und stets wieder überraschenden Frische sich selbst zur Freude, der Bauindustrie zum Nutzen und dem Stahlbetonbau zur Ehre erfüllen möge.

Dr.-Ing. H. Minetti, Wiesbaden.

DK 92 Finsterwalder : 624.007.2 : 693.564

**Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder
60 Jahre alt**

Ulrich Finsterwalder wurde am 25. 12. 1897 in München als Sohn des Geheimrats Prof. Dr. Sebastian Finsterwalder geboren. Er studierte nach dem 1. Weltkrieg an der Techn. Hochschule München Bauingenieurwesen und trat im Jahre 1923 in die Firma Dyckerhoff & Widmann, Wiesbaden-Biebrich, ein, also zu einer Zeit, in der diese Firma gemeinsam mit der Firma Carl Zeiß, Jena, an der Entwicklung der Schalenbauweise arbeitete. Damals hatte man erst dünne Kuppel-



schalen entwickelt und wollte den gleichen Gedanken auf rechteckige Grundrisse übertragen. Sein Vorgesetzter war Dischinger, der ihn nach Jena zur wissenschaftlichen Einarbeitung entsandte. Nach einem Jahr kehrte er in das Stammhaus zurück und beschäftigte sich in den folgenden 10 Jahren fast ausschließlich mit der Schalenbauweise. Die Membrantheorie bot keine zufriedenstellende Grundlage für die Ausführung großer Bauten, da die ihr entsprechenden Randbedingungen praktisch nie erfüllt werden konnten. Finsterwalder hatte klar erkannt, daß ein spürbarer Fortschritt nur auf Grund einer Biegetheorie

der Zylinderschale erzielt werden konnte. In mühevoller Versuchsarbeit studierte er zuerst die Wirkungsweise der quer-versteiften Zylinderschalen an Modellen. Mit seiner Dissertation legte er dann 1930 die Differentialgleichung der Biegetheorie der Zylinderschalen vor und gelangte unter Vernachlässigung von Größen 2. Ordnung zu einer brauchbaren Näherungslösung. Diese Arbeit war grundlegend für die Weiterentwicklung der Schalenbauweise und hat nicht nur die großen Erfolge auf dem Gebiet des Bauwesens ermöglicht, sondern auch den Flugzeugbau stark befruchtet.

Ein weiteres Gebiet, das Finsterwalder eine sehr wesentliche Befruchtung verdankt, ist das Gebiet der Vorspannung. Auch hier hat er schon in jungen Jahren Vorschläge vorgelegt, die der Zeit weit vorausseilten. Dies wird besonders deutlich an dem Beispiel der Dreirosenbrücke in Basel. Für den ausgeschriebenen Wettbewerb hatte er 1929 einen Entwurf vorgelegt, der mit vorgespannten Kragträgern arbeitete. Dieser Entwurf enthielt schon die wesentlichen Merkmale jener neuen Konstruktionsgedanken, die in den letzten Jahren so eindrucksvolle Bauwerke wie die vorgespannte Rheinbrücke bei Worms und die Moselbrücke bei Koblenz ermöglichten. In Basel allerdings, das war 25 Jahre früher, konnten die Preisrichter den Wert der in dem Finsterwalderschen Entwurf vorgetragenen Ideen noch nicht einmal erkennen. Deshalb wurde er ohne jede Stellungnahme beiseite geschoben.

Finsterwalder hat mit der für ihn charakteristischen Gründlichkeit und Zähigkeit den Gedanken der Vorspannung stetig weiter entwickelt. Er hat wesentlich dazu beigetragen, daß diese Bauweise heute eine breite Anwendung gefunden hat. Seiner Arbeit sind verschiedene neue Konstruktionsformen und Konstruktionsverfahren zu verdanken. Hier sind vor allem das nach ihm benannte Verfahren zur Herstellung von Fachwerkträgern, die gelenklosen Rahmenbrücken und das Verfahren zum Freivorbau von Brücken unter Anwendung der Vorspannung zu nennen.

Es würde zu weit führen, alle Gebiete aufzuzählen, die der Arbeit von Herrn Dr. Finsterwalder eine wesentliche Befruchtung verdanken. Es sollen nur noch 2 Aufgaben herausgegriffen werden.

In den Jahren vor dem Kriege untersuchte er in einer theoretischen Arbeit die Wirkungsweise der Stahlbewehrung beim direkten Beschuß und unter der Einwirkung von Explosionen. Diese Arbeit wurde dann mit Versuchsergebnissen verglichen und ihrer Anwendung sind wesentliche Verbesserungen beim Bunkerbau zu verdanken. In diesem Zusammenhang entwickelte Finsterwalder auch neue Bewehrungsformen für diese Zwecke. Während des Krieges versuchte Finsterwalder die Stahlknappheit dadurch zu lindern, daß er sich der Entwick-

lung von Stahlbetonschiffen widmete. Auch diese Arbeit führte durch die Einführung der Schalensbauweise in dem Schiffbau und durch die Entwicklung von neuen Konstruktionsformen und Bauverfahren zu wesentlichen Erfolgen, die in dem serienmäßigen Bau von großen seegängigen Schiffen gipfelten.

Die außergewöhnlichen Leistungen von Herrn Dr. Finsterwalder beruhen auf einer besonders harmonischen Veranlagung. Sein Hang zu einer wissenschaftlichen Betrachtungsweise läßt ihn bei jedem auftauchenden Problem nach den Grundlagen suchen, die er gründlich studiert. Seine schöpferischen Fähigkeiten führen ihn dann zu neuen Wegen, die von den gut vorbereiteten Grundlagen ausgehen. Sein ungewöhnlicher Fleiß und vor allem seine Zähigkeit lassen ihn alle Schwierigkeiten überwinden, die sich der Verwirklichung seiner Ideen entgegenstellen. Sein liebenswürdiges Wesen und seine Kameradschaftlichkeit führen ihm Mitarbeiter zu, die ihn begeistert bei seiner Arbeit unterstützen. So entsteht das Bild einer Persönlichkeit, die in jeder Hinsicht als Vorbild eines schöpferischen Ingenieurs gelten kann.

Die außerordentlichen Verdienste von Herrn Dr. Finsterwalder wurden vielfach durch Ehrungen anerkannt. Im Jahre 1950 verlieh ihm die Technische Hochschule Darmstadt die Ehrendoktorwürde. Im Jahre 1953 erhielt er die Emil-Mörsch-Denkmedaille des Deutschen Beton-Vereins. Im letzten Jahr erhielt er eine besondere Auszeichnung durch Verleihung der Gauß-Medaille.

Prof. Dr.-Ing. H. Rüsck.

DK 92 Joosten : 624.007.2 : 626/627

Regierungsbaudirektor Heinrich Joosten †

Nach langer Krankheit ist Reg.-Baudirektor a. D. Heinrich Joosten am 9. September 1957 im Alter von 67 Jahren gestorben.

Der Verstorbene war in der preußischen Wasserbauverwaltung als Vorstand des Wasserstraßen-Hafenamtes in Memel, als Vorstand des Wasser- und Schifffahrtsamtes Oldenburg und schließlich als Regierungsbaudirektor bei der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Bremen tätig.

Die Schriftleitung

DK 92 Olsson : 624.007.2 : 532 : 55

R. H. Gran Olsson †

Professor Dr.-Ing. Rolf Harald Gran Olsson starb am 3. August 1957 im Alter von 54 Jahren. Norweger von Geburt, studierte Gran Olsson an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg in den Jahren 1921 bis 1926. In den Jahren 1926 bis 1932 arbeitete er als Statiker bei deutschen Unternehmungen, und zwar sowohl im Stahlbau als auch im Stahlbetonbau (Hein-Lehmann, Berlin-Reinickendorf, Heinrich Butzer, Dortmund). Während seiner Tätigkeit bei Hein-Lehmann arbeitete er auch als Assistent bei Professor H. Reissner in Berlin (1928 bis 1931) und promovierte im Jahre 1932. Von 1932 bis 1941 war er Dozent und von 1941 ab Inhaber des Lehrstuhles für Mechanik an der Technischen Hochschule Trondheim (Norwegen).

Gran Olsson hat viele wissenschaftliche Abhandlungen veröffentlicht, einen großen Teil davon in deutscher Sprache. Er arbeitete auf den Gebieten: Platten, Stabilität,

Hängebrücken, Geotechnik, Hydraulik und Hydrodynamik.

Seit mehreren Jahren war Gran Olsson leidend. Seine Freunde hofften jedoch, daß seine Arbeitskraft noch viele Jahre erhalten bliebe. Diese Hoffnung sollte sich nicht erfüllen.

Mit Gran Olsson hat die internationale Fachwelt einen hervorragenden Ingenieur und Wissenschaftler verloren.

Prof. Arne Selberg, Trondheim.

DK 92 Thier : 624.007.2 : 625.711.3

Oberregierungsbaurat i. R. Bernhard Thier †

Kurz vor der Vollendung seines 71. Lebensjahres verstarb am 31. Oktober 1957 in Düsseldorf der frühere Vorstand des Autobahnamtes Köln, Herr Oberregierungsbaurat i. R. Bernhard Thier.

Der Verstorbene war maßgeblich bei der Planung und dem Bau der Autobahnen Köln—Industriegebiet, Köln—Frankfurt, Köln—Wuppertal und Köln—Aachen beteiligt.

DK 621.791 : 061.3/.43 (43-2.33) „1957“

Große Schweißtechnische Jubiläumstagung 1957

In Essen fand vom 25. Juni bis zum 28. Juni 1957 die Große Schweißtechnische Jubiläumstagung 1957 statt, welche der Deutsche Verband für Schweißtechnik vorbereitet und durchgeführt hat. Erhöht wurde das Interesse durch den anschließenden Kongreß des Internationalen Verbandes für Schweißtechnik — International Institute of Welding (IIW) —, was sich mit Hinblick auf den Besuch ausländischer Teilnehmer fördernd auswirkte. Die Tatsache der zahlreichen Vorträge mit einer Fülle von Vortragenden auf allen Fachgebieten und die gleichzeitig laufende DVS-Fachschau in der Gruga führte zahlreiche Vertreter, nicht nur der interessierten Firmen, sondern auch der Behörden, Wirtschaftsvereinigungen und Ingenieure aller Gebiete zusammen.

Essen wurde als Tagungsort gewählt, weil Deutschland in diesem Jahre eine 60jährige verbandsmäßige schweißtechnische Gemeinschaftsarbeit aufweist und ferner der Deutsche Verband für Schweißtechnik — DVS — außerdem seinen 10jährigen Geburtstag beging.

Am 26. Juni fand die Eröffnung mit einem Festakt im großen Saal des Städt. Saalbaues statt. Nach einer musikalischen Umrahmung sprach der Präsident des DVS, Direktor Senator E. h. Professor Dr.-Ing. E. h. Dipl.-Ing. Kurt Rieß. Vorerst gedachte er der Pioniere auf dem Gebiete der Schweißtechnik, dankte der Stadt Essen für ihre herzliche Aufnahme und begrüßte alle Teilnehmer, besonders die ausländischen Vertreter aus 26 Staaten. Anschließend erwähnte Prof. Rieß das Generalthema der Tagung „Steigerung der Wirtschaftlichkeit und der Produktivität durch die Schweißtechnik“, dem sich alle Vortragenden unterordneten. Nach einem Abriß der Entwicklung der Schweißtechnik und ihres Verbandes wurden die Ehrungen vorgenommen, die mit Rücksicht auf den Nachholbedarf und die besondere Veranlassung der Tagung zahlreicher als üblich ausfielen.

Die DVS-Ehrenmitgliedschaft wurde verliehen an:

Professor Dr.-Ing. C. Stieler, Hannover und Obering. Dipl.-Ing. E. Wiese, Leverkusen.

Die DVS-Plakette wurde überreicht an:

Professor Ir. H. E. Jaeger, Delft; Direktor Fritz Kalbfleisch; Dr. phil. Dipl.-Ing. Richard Dümpelmann; Fabrikant Fritz Fließ; Direktor Dipl.-Ing. Hans Horn; Obering. Hans Petershagen; Dipl.-Ing. Horst Pflug; Dr.-Ing. Lothar Wolff; Direktor Dr.-Ing. Karl Ludwig Zeyen; Professor Dr.-Ing. Erich Zorn.

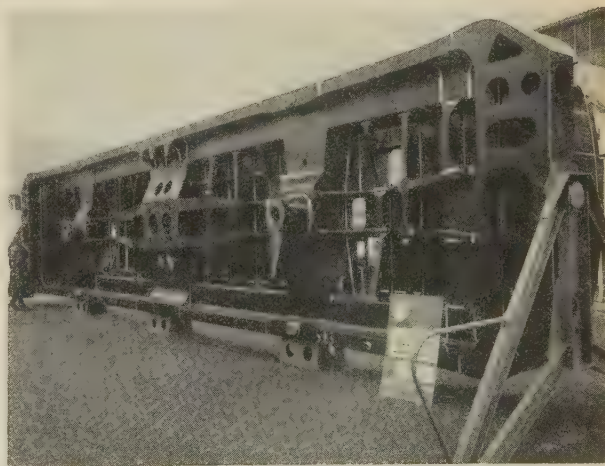


Abb. 1.

Außerdem wurden die besten Veröffentlichungen der Zeitschrift „Schweißen und Schneiden“, die zwischen dem 1. 10. 1955 und dem 30. 9. 1956 eingereicht wurden, prämiert. Dreizehn Preise waren die Anerkennung besonders guter Durcharbeitung.

Nachdem Professor Dr.-Ing. P f e n d e r, Berlin, die Grüße des „Verbandes Technisch-wissenschaftlicher Vereine“ über-

bracht hatte, hielt Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, den Festvortrag mit dem Titel „Der umwälzende Einfluß des Schweißens auf die Technik“. Er stellt die Verbindung der Konstruktionsteile in den Mittelpunkt der Entwicklung, die letzten Endes zur Verbilligung und Verein-



Abb. 2.

fachung führt. Außerdem ebnete die Schweißtechnik den Weg zur Zusammenarbeit zahlreicher Wissensgebiete in einem Maße, wie es vor einem Menschenalter noch nicht üblich war und die sich äußerst befruchtend auf die nächsten Grenzgebiete der Schweißtechnik auswirkte.



Abb. 3.

Am 27. Juni und am 28. Juni wurden in zwei Sälen des Städt. Saalbaues die Vorträge abgehalten. L. R. Williams, London, sprach über „Schweißtechnik auf dem Gebiet der Atomenergie“. Der Bericht kam auf die besonderen Verhältnisse, die durch die Bestrahlung und konstruktive Eigen-

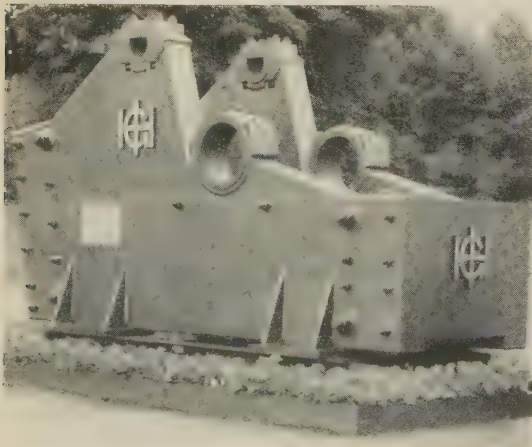


Abb. 4.

art entstehen, zu sprechen. Speziell die Forderungen einer glatten Haut führen zur Schweißtechnik. — Professor Dr.-Ing. S. Kieskalt, Aachen, referierte über „Neue Wege in Verfahrenstechnik und Apparatebau durch Fortschritte der Schweißtechnik“. Es lassen sich Apparate durch Baustellenschweißung vergrößern und günstigere konstruktive Maßnahmen treffen. —

Ing. D. Lambrecht, Berlin, sprach über „Fortschritte in der Schweißkonstruktion wasserstoffgekühlter Generatorgehäuse“ und behandelte dabei die konstruktiven und fertigungstechnischen Fortschritte beim Bau großer Generatorgehäuse und Lager-schilde. — Dipl.-Ing. H. Dohrmann, Hamburg, berichtete über „Neuere Schweißkonstruktionen im Schiffbau und deren Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit“ und brachte Maßnahmen zur Erhöhung der Fertigung und Produktivität. — Professor Dr.-Ing. K. Illies, Hannover, erläuterte unter dem Titel „Schweißung im Schiffsmaschinen- und Schiffskesselbau“ die Schweißung unter besonderer Beachtung der Anforderungen an Schiffsmaschinen und -kesseln. — Reg.-Rat a. D. Dr.-Ing. P. Koch, Grüne/Westf., berichtete über „Abbrennschweißen von Ankerketten“ und die Entwicklung von der Feuer- zur Abbrennschweißung. — Dipl.-Phys. J. Schatz, Frankfurt/M., erläuterte in seinem Vortrag die Fragen „Konstruktionsmerkmale und wirtschaftlicher Nutzen einfacher Lötvorrichtungen und Lötmaschinen“. — Dr.-Ing. Hans Finkelnburg, Dortmund, erörterte „Die Auswirkung des Schweißens auf den Schwerzeugmaschinenbau“. — „Technische und wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Wahl zwischen Guß- und Schweißkonstruktion“ wurden durch Dipl.-Ing. S. Förster, Hattingen/Ruhr, gegeneinander abgewogen. — Obering. A. Buchholz, Georgsmarienhütte, erläuterte einen speziellen Fall über die „Wirtschaftliche Schweißkonstruktion beim Bau einer 800-t-Exzenterpresse“. — Direktor F. Lisinski, Erfurt, befaßte sich mit der Frage „Die Anwendung wirtschaftlicher Methoden für Dickblechschweißungen im Schwermaschinenbau“. — Dr.-Ing. H. J. Wernicke, Frankfurt/Main, wies auf die Möglichkeiten hin, die durch „Flämmen und Schneiden als Mittel zur Leistungs- und Qualitätssteigerung in der Stahlindustrie“ auftreten. — Dipl.-Ing. C. Fuchs, Dortmund, referierte über „Bedeutung und Einsatz von Vorrichtungen bei der Lichtbogenschweißung“. Dabei wurden die verschiedenen im Stahlbau üblichen Arten von Vorrichtungen beschrieben und deren Zweckmäßigkeit gegeneinander abgewogen. — Direktor Obering. W. Anders, Halle/Saale, erörterte die „Automatische Auftrags- und Verbindungsschweißungen für die Ausbesserung, Instandsetzung und Instandhaltung schwerer Maschinenteile“. — Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. A. Dörnen, Dortmund-Derne, brachte in breiter Form Näheres über „Die Wirtschaftlichkeit des geschweißten Stahlbaues von heute, ein Beispiel für fruchtbare Zusammenarbeit Wissenschaft — Hersteller — Bauherr“ und zeigte den Weg, der durch die Schweißtechnik vorbereitet wurde, von dem üblichen zum räumlichen Denken im Stahlbau. — Dr.-Ing. E. Bahke, Wilhelmshaven, gab Neues über „Wirtschaftliche Wege zum Leichtbau im Kranbau“ bekannt unter besonderer Beachtung des modernen Blechbaues und der Kastenbauweise. — Dr.-Ing. Karl-Heinz Klemmt, Rheinhausen, berichtete über die „Anwendung der Schweißtechnik im Stahlwasserbau“ und zeigte die besondere Eignung der Schweißung in hydrodynamischer Hinsicht unter Beachtung der Oberflächenbeschaffenheit und Dichtigkeit. — Dr.-Ing. W. Hummitzsch,

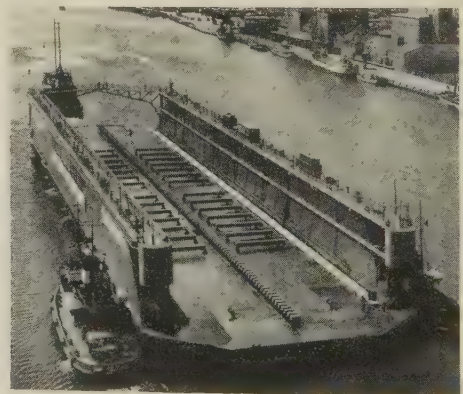


Abb. 5.

Hamm/Westf., erörterte „Das Verhalten von Schweißen bei tiefen Temperaturen und ihre Prüfung“. — Dr.-Ing. L. Wolff, Höllriegelskreuth, sprach über „Erhöhung der Wirtschaftlichkeit durch Automatisierung der Schweißung“. — Direktor Dr.-Ing. O. Schmidt, Krefeld-Uerdingen, klärte Fragen über „Die Steigerung der Wirtschaftlichkeit und Produktivität im

Bau und Betrieb von Fahrzeugen (besonders Schienenfahrzeugen) durch Anwendung der Schweißtechnik“. — Ing. A. Weiss, Wolfsburg, referierte über „Die Widerstandsschweißung im modernen Fahrzeugbau“. — Ing. H. Berger, Rüsselsheim, berichtete über „Preßschweißstraßen sowie Fertigung von Bremsbacken“. — „Die Widerstandsschweißung von Rohren“ hatte Obering. Dr. W. Enders, Solingen-Ohligs, zum Thema. — Direktor Dr.-Ing. K. L. Zeyen, Zürich, erörterte Fragen über „Die Schweißung von Baustählen mit hoher Festigkeit“ und wies auf die Unterschiede in der Schweißung hin zwischen weichem Stahl St. 37 und höherwertigen Stählen. — Dipl.-Ing. K. Latzin, Rheinhausen, sprach über „Einflüsse der Schweißtechnik auf die wirtschaftliche Gestaltung im Hochbau“ unter Beachtung der verschiedenen Bauformen und deren Beeinflussung infolge der Mehr- oder Minderpreise durch die Schweißung. — Über die Bearbeitung von Kunststoffen berichtete Dipl.-Ing. H. Pischke, Troisdorf, unter dem Thema „Kunststoffschweißen und -kleben als wirtschaftliche Verbindungsverfahren im Rohrleitungs- und Apparatebau für die chemische Industrie“.

Für auch späterhin interessierte Besucher werden die Vorträge im Wortlaut als Fachbuch in der Fachbuchreihe des Deutschen Verlages für Schweißtechnik, Düsseldorf, Harkortstr. 23, Ende 1957 erscheinen.

Gesellschaftliche Veranstaltungen und ein reichhaltiges Damenprogramm vervollständigten die fachlich und auch organisatorisch gelungene Tagung.

Neben der Tagung lief vom 23. Juni bis zum 3. Juli 1957 die Fachschau „Schweißen und Schneiden“. Am Sonntag, dem 23. Juni, fand in der Gruga die feierliche Eröffnung statt mit Begrüßungsworten von Herrn Oberbürgermeister Nieswandt und der anschließenden Ansprache von Professor K. Rieß. Er wies dabei auf die Einsparungen an Stahlgewicht und produktivem Aufwand hin und die dabei resultierenden Mehrleistungen. Durch den Herrn Minister für Wirtschaft und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen, Dr. Kohlhaase, wurde die Ausstellung nach kurzer Ansprache eröffnet.

Die Ausstellung selbst erstreckte sich über 10 Hallen mit 22 000 m² Fläche und 50 000 m² Freigelände und stand 171 Ausstellern zur Verfügung. Die Gesamtzahl der Besucher betrug 83 561 aus 45 Ländern.

Da es unmöglich erscheint, auf alle ausstellenden Firmen einzugehen, soll im Rahmen dieser Betrachtung lediglich das für den Stahlbau Interessanteste genannt sein, ohne dabei irgendein Werturteil abgeben zu wollen.

Die Verkehrsbetriebe waren durch einen Stand der Bundesbahn vertreten, der den Einfluß des Schweißens auf den Oberbau, ferner auf Kessel- und Gußeisenschweißung zeigte. Mit Ausstellungsstücken von Fried. Krupp und Kraus & Maffei, München, wurde dies durch Lokomotivrahmen (Abb. 1), Unterstellende von D-Zug-Wagen und Drehgestelle (Abb. 2) ergänzt. Dörnen, Dortmund, zeigte eine geschweißte Eisenbahnbrücke als Durchlaufträger mit torsionsstiftem Hohlkasten (Abb. 3). Die Gutehoffnungshütte Sterkrade brachte das Gehäuse eines Kniehebelbrechers (Abb. 4) in Kastenbauweise, das Modell eines 10 000-t-Schwimmdocks (Abb. 5) und den Ständer für eine Schiffsdieselmachine, bei welcher Blechdicken bis 70 mm in St. 42 SM verwendet wurden. Bei der Jünkerather Gewerkschaft erregte ein Schlackenwagen von 11 m³ Inhalt größtes Interesse (Abb. 6). Der Stand von Fried. Krupp wurde beherrscht durch einen bis zur Dachkonstruktion reichenden großen Behälter aus Kesselblech, innen mit Nirosta plattiert. Außerdem sah man einen Erdöl-Stabilizer, den Rahmen einer Elektrolokomotive (Abb. 7) und eine Reihe kleinerer Ausstellungsstücke und Schweißmaschinen. Bei der Fa. Mannesmann AG., Düsseldorf, wurde der Schwerpunkt auf Herstellung und Verarbeitung von Rohrkonstruktion gelegt, was auch die Grundlage des Standes der Phoenix-Rheinrohr AG., Düsseldorf, bildete. Die Ruhrstahl AG., Hattingen, brachte die gewaltige Konstruktion eines Dieselmotorengestelles im Gewicht von 160 t (Abb. 8) und einen Absorptionsturm einer Ölraffinerie mit 13,0 m Höhe. Die Aluminium-Zentrale Düsseldorf zeigte alle Möglichkeiten des Schweißens bei Leichtmetallen.

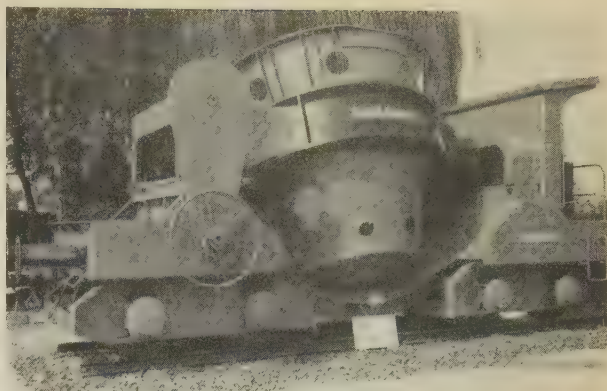


Abb. 6.

Eine Vielzahl von Firmen stellte Geräte für autogenes Schweißen und Schneiden aus, die die Entwicklung auf dem Gebiete des Schweißens — von Hand und automatisch —, Schneidens, Flämmens, Härtens, Entspannens und Vorwärmens demonstriert.

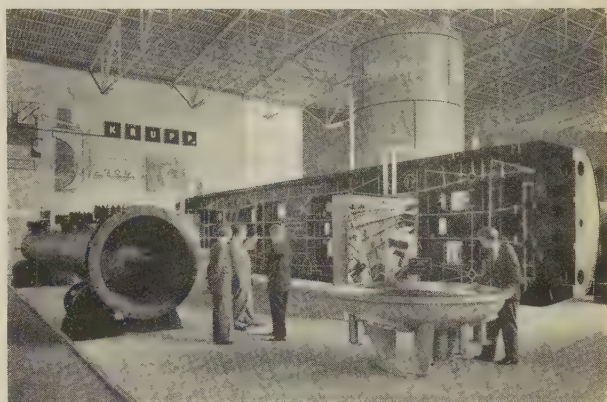


Abb. 7.

Selbstverständlich war die Elektroschweißung auf breitem Raum vertreten und behandelte ausführlich alle einschlägigen Gebiete. Dies betraf insbesondere die Automaten- und die Schutzgasschweißung, die Mehrstellenschweißung und die Fertigung der zugehörigen Geräte und Hilfsmittel.

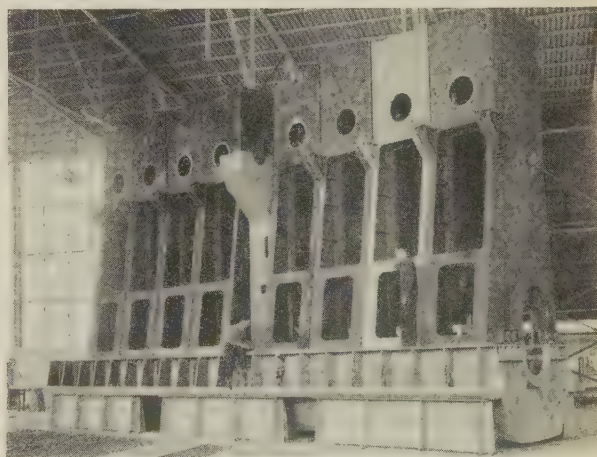


Abb. 8.

Nicht vergessen seien die zahlreichen Firmen der Zulieferindustrie, deren Einfluß für die Fortentwicklung der Schweißtechnik nicht hoch genug eingeschätzt werden kann.

Die Gesamttagung und -ausstellung zusammengefaßt kann wohl als imponierende und gelungene Darstellung der Wissenschaft und Praxis auf schweißtechnischem Gebiete angesehen werden.

Dipl.-Ing. K. Latzin, Rheinhausen.

DK 061.3/.43 : 66.02 (43-2.4) „1958“

ACHEMA-Tagung 1958

Vom 31. Mai bis 8. Juni 1958 findet in Frankfurt/Main das Europäische Treffen für Chemische Technik 1958 anlässlich der AICHEMA-Tagung statt. Nähere Einzelheiten darüber erteilt die DECHEMA, Deutsche Gesellschaft für chemisches Apparatewesen e. V., Frankfurt/Main, Rheingau-Allee 25, DECHEMA-Haus.

DK 389.6 : 061.3 (43-2.1) „1957“

Normentagung Berlin 1957

Anlässlich seines 40jährigen Bestehens veranstaltete der Deutsche Normenausschuß (DNA) in der Zeit vom 23. bis 25. September 1957 die Normentagung Berlin 1957.

Diese Tagung gliederte sich in: 40 Jahre deutsche Bauernormung — 10 Jahre FNBau, Normentagung Berlin 1957 — 40 Jahre DNA, mit Vorträgen namhafter Fachleute.

Ferner wurde auf dieser Jubiläumstagung der „Waldemar-Hellmich-Kreis des DNA“ gegründet.

In diesen Kreis werden Persönlichkeiten, die sich im Zusammenhang mit ihrer beruflichen Tätigkeit auf dem Gebiete der Normung besonders verdient gemacht haben, aufgenommen. Seine Mitglieder sollen die Tradition des DNA pflegen und durch Empfehlungen zur lebendigen Weiterentwicklung der Normungsarbeit beitragen. Um diese Aufgaben zu erfüllen, wird der Kreis einmal im Jahr auf Einladung der DNA-Geschäftsführung zusammentreten.

Der Name Waldemar Hellmich wurde gewählt, um die Mitglieder dieses Kreises mit der Persönlichkeit zu verbinden, die vor 40 Jahren die Grundgedanken der Normung heraus-

gestellt und für die deutschen Normungsarbeiten eine Organisation geschaffen hat, deren Struktur sich heute noch erfolgreich bewährt. Auf der Normentagung am 24. September 1957 in Berlin wurden die Namen der ersten vom Präsidium des DNA berufenen Mitglieder bekanntgegeben:

Dr.-Ing. E. h. M. H. Bauer, Stockdorf bei München; Dipl.-Ing. B. Bleicken, Hamburg; Bibliothekar H. Dickmann, Düsseldorf; Oberreg.-Rat Dr. H. Ebert, Braunschweig; Dr.-Ing. F. P. Fischer, Essen; Dipl.-Ing. E. Goebel, Berlin; Obering. K. Goerner, Stuttgart; Obering. L. Goller, Berlin; Dr.-Ing. A. Heilandt, Falkensee; Obering. A. Henzold, Berlin; Direktor A. Herb, Frankfurt (Main); Dr.-Ing. R. Koch, Köln; Prof. Dr.-Ing. K. Koloc, Dresden; Dr.-Ing. R. Kühnel, Minden; Obering. A. Maier, Unterwössen; Dipl.-Ing. F. Mauderer, Nürnberg; Bundesbahn-Amtmann a. D. K. Nabholz, Darmstadt; Prof. Dr.-Ing. R. Nitsche, Berlin; Prof. Dipl.-Ing. H. Rettig, Dresden; Dipl.-Ing. H. Schmidt, Berlin; Bibliotheksrat a. D. C. Walther, Wiesbaden; Direktor Dipl.-Ing. A. Wolff, München-Allach; Dr. R. Witte, Ludwigshafen.

Die Träger des DIN-Ehrenringes, der höchsten Auszeichnung des DNA, sind ohne besondere Berufung Mitglieder des Waldemar Hellmich-Kreises:

Prof. Dr. phil. G. Berndt, Dresden; Prof. Dr. H. H. Franck, Berlin; Prof. Dipl.-Ing. G. Jobst, Berlin; Min.-Rat a. D. Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. Lohmeyer, Hamburg; Prof. Dr.-Ing. O. Kienzle, Hannover; Dipl.-Ing. P. Melchior, Berlin; Dr. phil. Dr.-Ing. E. h. A. R. Meyer, München; Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. E. h. K. Neuhaus, Dingden über Wesel; Senator Dr.-Ing. E. h. W. Passavant, Michelbacher Hütte; Dr. phil. W. Porstmann, Berlin; Prof. Dr.-Ing. E. h. A. Rachel, Berlin; Prof. Dr.-Ing. E. Siebel, Stuttgart; Prof. Dr.-Ing. E. h. B. Wedler, Bad Godesberg.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Compri-Band

In Holland wurde ein neues, sehr interessantes Material für die Bauindustrie gefunden. Dieses Dichtungsmaterial, das unter dem Namen „Compri-Band“ jetzt auch in Deutschland eingeführt wird, ist ein nach einem Spezialverfahren mit Bitumen vollkommen durchimprägniertes, sehr gleichmäßiges, poröses, schwammgummiartiges Kunststoffprodukt von bemerkenswerter Elastizität. Es läßt sich in jede Form kneten und pressen, nimmt aber trotzdem immer wieder schon nach verhältnismäßig kurzer Zeit seine ursprüngliche Form an. Außerdem dehnt sich Compri-Band beim Zusammenpressen nicht seitlich aus und ist vollkommen wasserdicht, wenn es auf min. 20 % seiner ursprünglichen Stärke zusammengedrückt wird.

Von den vielen technischen Vorteilen des Compri-Bandes sind folgende Daten besonders interessant: Geringes Eigengewicht von ca. 150 kg per m³ (z. B. beim Profil 20 × 20 mm wiegen 16 m nur 1 kg). Saubere Verlegung, da Compri-Band fast klebfrei ist und nicht schmutzt. Compri-Band beseitigt alle Schwierigkeiten bei Material-unebenheiten, da sich das Band, dank seiner großen Elastizität, jeder unregelmäßigen Oberfläche anpaßt. Es ist säuren- und laugenfest, nicht brennbar und unempfindlich gegenüber klimatischen Einflüssen.

Compri-Band hat sich im Ausland bereits bei sehr vielen Projekten einen sehr guten Namen gemacht. Aus der Vielzahl der Anwendungsmöglichkeiten möchten wir besonders erwähnen: Es eignet sich hervorragend, um Dehnungsfugen auf einfache Weise nachträglich zu dichten, da das Band bis auf wenige % seiner ursprünglichen Stärke zusammengedrückt werden kann. Es spielt hierbei keine Rolle, ob es sich um senkrechte oder waagrechte Fugen handelt. Besonders interessant dürfte das außerordentlich

elastische Compri-Band für die Dichtung von Dehnungsfugen und Rissen in Bergsenkungsgebieten sein.

Bei der Verlegung von Betonrohren wird das Band vor allen Dingen in der Schweiz in sehr großem Umfang verwendet. Eingehende Versuche zeigen, daß es einem Wasserdruck von 9 atü standhielt.

In Frankreich, Schweden und neuerdings auch in Deutschland verwendet man Compri-Band als elastischen Fugenfüllstoff bei der Verlegung von Betonfertigteilen. Es wird in diesem Falle auf ein Bauelementen-Teil aufgeklebt, und das nächste Teil wird einfach darauf gesetzt. Die hierbei erzielten Dichtungserfolge waren außergewöhnlich gut. Bekanntlich gibt es beim Einsetzen von Stahlfensterrahmen immer wieder Schwierigkeiten, da der Ausdehnungskoeffizient von Stahl und Mauerwerk bzw. Beton verschieden ist. Versuche mit Compri-Band in dieser Richtung zeigten sehr gute Ergebnisse, so daß man in vielen Fällen dazu übergeht, Compri-Band beim Einsetzen von Stahlfenstern zu verwenden. Außerdem wird das Band heute beim Dichten von Holzsilos und Holzrohren, beim Abdichten von elektrischen Schaltarmaturen, bei der Verlegung von Bordsteinen in Bergsenkungsgebieten, im Brückenbau, bei Glas-konstruktionen sowie bei der Wellblech- und Welleternit-Verlegung verarbeitet. Zum Schluß möchten wir noch erwähnen, daß vor ungefähr einem Jahr in Holland in der Nähe von Dodrecht eine Dehnungsfuge in der Autobahn versuchsweise mit Compri-Band gedichtet wurde. Bis heute kann man an dem Band keinerlei Schäden feststellen, obwohl dieses nicht ganz sachgemäß verlegt war. So scheint sich auch hier ein sehr zukunftsreiches Anwendungsgebiet für Compri-Band zu erschließen.

Anfragen sind zu richten an: Chemiefac GmbH., Düsseldorf-Reisholz, Paul-Thomas-Straße 49.

Einbanddecken für „Bauingenieur 1957“

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1957 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,20. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.



Maschinelle Bautrocknung mit unserm Deuba-Druckluft-Verfahren mittels kohlensäurereicher Heißluft in wenigen Tagen
Temperierung und Trocknung von Räumen mit reiner Warmluft
Frostfreihaltung von Bauten — Baustoffen



Deutsche Bautrocknungs-Ges. m. b. H., Hannover

Telefon 784 82 • Fernschreiber über 092 21 41

Abtötung des Hausbockes mit Deuba-Heißluft 100%iger Erfolg! — Verfahren geprüft u. anerkannt!

**BAUMASCHINEN
IN ALLER WELT**

neuzeitlich
wirtschaftlich
leistungsfähig

Verlangen Sie bitte
Spezialofferte

MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.

ST JÜNGBERT / SAAR
OBERIAHNSTEIN / RHEIN

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Wenn LUFTPORENBETON,

dann mit:

PLASTOCRETE

PLASTIMENT GmbH. KARLSRUHE
POSTFACH 1270 • TELEFON 268 23

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND • Telefon Sa.-Nr. 30651

Neue Prospekte und Druckschriften

Unter dieser Überschrift bringen wir Hinweise auf Prospekte und Druckschriften über neue Baustoffe, Bauweisen, Maschinen und Einrichtungen. Diese Hinweise sind für unsere Inserenten kostenlos.

Interessierte Leser wollen die betreffenden Druckschriften — unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ — direkt bei den genannten Firmen anfordern.

- AEG Schaltuhren** — Druckschrift, L.-Satz 9/8, September 1957 — 29 Seiten — DIN A 5
- AEG Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, Berlin-Grunewald, Hohenzollerndamm 150**
- 8000-t-Strangpresse** — Druckschrift — 34 Seiten — 19,5 × 22 cm Aluminium-Walzwerke Singen GmbH., Singen-Hohentwiel
- ATLAS Kundenzeitschrift**, Heft 2/1957 — 17 Seiten — DIN A 4 Deutsche Atlas Copco GmbH., Essen, Kupferdreher Straße 34–38
- SHED-POLYDET** ... gewellte, glasfaserverstärkte Kunststoffplatten — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 5 Deutsche Tafelglas AG., Detag, Fürth (Bayern)
- Stahlkonstruktionen**, Stahlbau, Stahl-Brückenbau, Kranbau — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4 Hannemann, A., GmbH., Abteilung Stahlbau, Nürnberg, Mittlere Kanalstraße 9
- Feinkorn-Baustahl FB 50** — Prospekt — 6 Seiten — 18,5 × 21,6 cm Mannesmann Verkaufsgemeinschaft, Düsseldorf, Mannesmannhaus
- MANNESMANN Bausäulen** aus dickwandigen Stahlrohren — Prospekt 3575 — 6 Seiten — 19,3 × 21,6 cm Mannesmannröhren-Werke, Aktiengesellschaft, Stahlrohrbau Nürnberg
- STOHR-Förderer** — Prospekt 116 a/1 — 6 Seiten — DIN A 4 Stöhr, Wilhelm, Spezialfabrik für Transportanlagen, Offenbach a. M., Sprendlinger Landstraße 115
- WAIMER-Betonmischer**, 150 Liter — Prospekt — 4 Seiten — 20,4 × 21 cm Waimer, Baumaschinenfabrik, Eßlingen/N., Olgastraße 14
- Weserhütte Kastenbeschicker** — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4 — Naßkollergänge mit doppelter Mahlbahn — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4
- **Tonraspler** — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4
- **Glasrollenförderband** — 2 Seiten — DIN A 4
- **Ziegel-Strangpresse „VAKUMAT 350“** — Prospekt — 2 Seiten — DIN A 4
- **Pressen für die Ziegelindustrie** — Prospekt — 6 Seiten — DIN A 4
- **Fahrbare Steinbrecher** — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4
- **Backenbrecher** für jede Art von Gestein — Prospekt — 4 Seiten — DIN A 4
- Weserhütte Otto Wolff G. m. b. H., Bad Oeynhausen

LORENZ

Beton-Bohrpfahl



bei unsicherem Baugrund,
bedrohten Bauwerken,
Spundwandverankerungen
u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESellschaft LORENZ-BAU ALLGEMEINE BAUGESellschaft
LORENZ & CO. M.B.H. G.M.B.H. LORENZ & CO. M.B.H.
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LÜBECK-HAMBURG-KIEL
BREMERHAVEN

NOVOC



Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ

Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

WIRTSCHAFTLICHER
BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung

vom CERESIT-Hersteller

WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.

WAAGNER-BIRÓ

WIEN AKTIENGESellschaft GRAZ



Vormontage einer Segmentschütze für das Schwarzachtkraftwerk im Werk Graz.

ZENTRALE:

Wien V,
Margaretenstraße 70
Tel. 43 46 06

STELLENANGEBOTE

Bei der technischen Abteilung eines Verbandes der Leichtbaustoffindustrie ist die Stelle eines Bauberaters zu besetzen. Gesucht wird ein

**Bauingenieur oder Architekt
(H. T. L. oder T. H.)**

mit sicherem und gewandtem Auftreten, der über praktische Erfahrungen in der Bauausführung verfügt und zumindest Grundkenntnisse auf den Gebieten des Wärme- und Schallschutzes sowie der Baustatik besitzt. Seine wesentliche Aufgabe wird es sein, im Außendienst beratend zu wirken und möglichst auch Vortragsveranstaltungen durchzuführen. Fahrzeug wird gestellt. Die Wohnungsfrage kann gelöst werden. Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, lückenlosem Tätigkeitsnachweis, Lichtbild, Gehaltsforderungen unter „Der Bauingenieur 533“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Dr.-Ing. oder Dipl.-Ing.

des Bauingenieurwesens mit langjähriger Erfahrung im praktischen Wasserbau und im wasserbaulichen Versuchswesen als

wissenschaftlicher Mitarbeiter

in der Abteilung Wasserbau der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe gesucht. Vergütung TO. A II. Handschriftliche Bewerbungen mit Lichtbild, Lebenslauf und Zeugnissen erbeten an die

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Hertzstr. 16.

Große Bauunternehmung im rheinischen Raum sucht für ihr Konstruktionsbüro einen

erstklassigen

**Dipl.-Ing. oder Dr.-Ing. des
Bauingenieurwesens**

der über eine jahrzehntelange Konstruktionspraxis, insbesondere auch im Stahlbetonbau, verfügt und ein größeres Büro zu leiten versteht. Nur Herren mit ausgereiften Erfahrungen und wirklich guter konstruktiver Veranlagung kommen in Frage. Dauerstellung.

Gefl. Angebote unter „Der Bauingenieur 524“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Spannbetoningenieur

Erste Kraft für Leitung eines umfangreichen bestehenden Büros in westlicher Großstadt als verantwortlicher Vertreter des Leiters dieser selbständigen Abteilung gesucht. Erstklassige Kräfte, deren konstruktives Können durch praktische Erfahrungen auf Baustellen untermauert ist, wollen ihre Bewerbung, deren streng vertrauliche Behandlung zugesichert wird, für diese Spitzenstellung unter Beifügung von Zeugnissen, Lichtbild und Lebenslauf sowie Angabe des frühesten Eintrittstermins und der Gehaltsforderungen richten unter „Der Bauingenieur 519“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

HUMBOLDT

sucht

für seine Abteilungen

Brückenbau und Hochbau

erfahrene und selbständig arbeitende

Konstrukteure und Statiker

Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisfotokopien sowie Angaben über frühesten Eintrittstermin erbeten an

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ

AKTIENGESELLSCHAFT

PERSONALVERWALTUNG - ANGESTELLTENABTEILUNG - KÖLN-DEUTZ

Statisches Büro in Unterfranken sucht

jüngeren Bauingenieur (HTL)

Arbeitsgebiet: Anfertigung von Schalungs-, Bewehrungs- und Werkplänen; Bauüberwachung und Einarbeitung in selbständiges Aufstellen statischer Berechnungen.

Angebote mit Angabe des Eintrittstermins unter „Der Bauingenieur 532“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Leiter einer staatlich anerkannten Materialprüfungs- und Versuchsanstalt

(Dr.-Ing. oder Dipl.-Ing.)

Gesucht wird eine Persönlichkeit, die in der Lage ist, unsere staatlich anerkannte Materialprüfungs- und Versuchsanstalt mit 10 Angestellten zu leiten und Entwicklungs- und Forschungsarbeiten selbständig durchzuführen. Wohnung kann gestellt werden. Führerschein erforderlich.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf und den üblichen Unterlagen sowie den Gehaltsansprüchen und Angabe des frühesten Eintrittstermins sind zu richten unter „Der Bauingenieur 534“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

STELLENGESUCHE

Bauing. (T. H.)

sucht neuen Wirkungskreis zum Januar/Februar 1958.

Raum: Düsseldorf-Köln-Wuppertal.

2 1/2 Jahre Praxis; allgem. Hochbau, Spannbeton, Stahlverbundbau, Prüfungserfahrung — Brückenbau —.

Angebote unter „Der Bauingenieur 520“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Dr.-Ing. (Bauing.)

32 Jahre; Fachgebiete: Grundbau und Bodenmechanik, eventuell konstr. Ingenieurbau, z. Z. wissenschaftlich tätig, sucht geeigneten Posten in der Praxis, möglichst im Raum Hamburg oder Berlin.

Angebote unter „Der Bauingenieur 529“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.



Über
50 Jahre

Fama-Industrie-
Fußböden und
-Spezialbeläge

FAMA & FAMIN GmbH. HANNOVER

Tel. 7 84 81

FS 092 21 41

Fama-Fußböden sind öl-, benzin-, benzolbeständig, feuersicher,
verschleißfest, staubfrei, nicht fußkalt, leicht zu reinigen

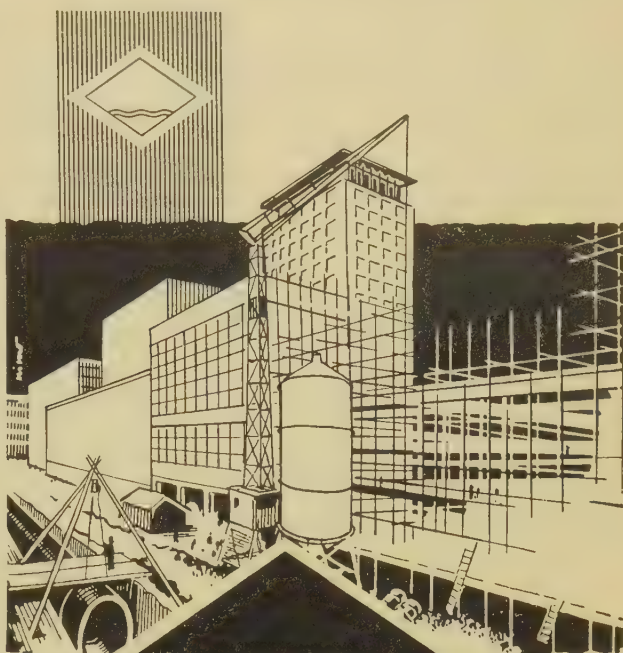
— Millionen von Quadratmetern verlegt —



GRÜNDUNGEN



JOHANN KELLER
G.m.b.H.
FRANKFURT AM MAIN



INERTOL

ICOSIT

PALESIT

GUDRONOL

PLUVIOL

HYDRASFALT

TOPOL

DIE QUALITÄT

entscheidet auch beim

BAUTENSCHUTZ

Zur **Isolierung** und Abdichtung
von Fundamenten, Behältern
und Rohrleitungen,

zum **Schutz** von Beton, Putz und
Stahl gegen Feuchtigkeit und
chemische Einflüsse,

zur **Erhaltung** und Pflege von
Dächern aus Asbestzement,
Blech und Dachpappe

liefern wir hochentwickelte, seit
Jahren bewährte Spezialanstriche,
welche in vielen Fällen zugleich
auch farbige Gestaltungsmöglichkeiten bieten.

Unsere reichen Erfahrungen
sind Ihr Vorteil.

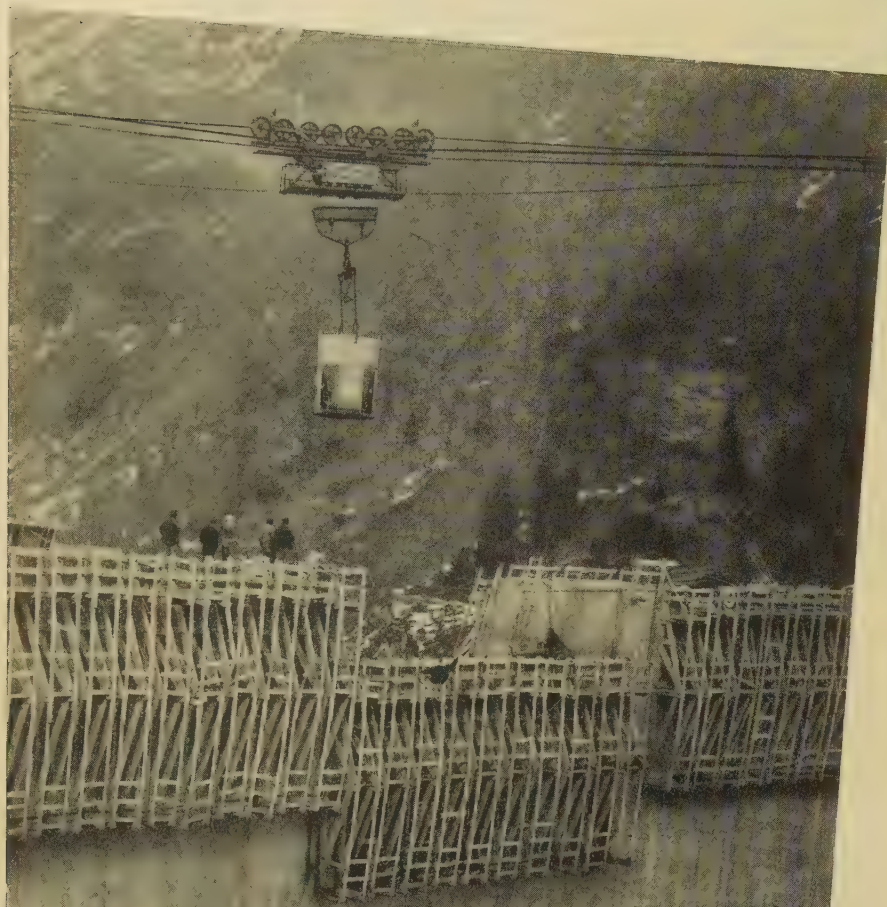
Wir beraten Sie gerne.

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART

UND GELSENKIRCHEN/BUER

POHLIG-KABELKRANE



auch für den Bau der
Staumauer Zeuzier
des Kraftwerkes Lienne

Allein in der Schweiz
wurden in den letzten 5 Jahren
für den Bau von Staumauern
17 POHLIG-Kabelkrane eingesetzt
mit Tragkraft bis 20 t
Hubhöhen bis 275 m
Spannweiten bis 880 m
und Fahrgeschwindigkeiten
von mehr als 360 m/min.

J. POHLIG AKTIENGESELLSCHAFT · KÖLN



Inhalt

Abkürzungen

Es bedeuten:

HA	Hauptaufsätze	Bb	Buchbesprechungen
KTb	Kurze Technische Berichte	Neu	Neuerscheinungen
V	Verschiedene Mitteilungen	P	Personalnachrichten und Gedenktage

Verzeichnis der Verfasser

	Seite		Seite		Seite
l'Allemand, F., Dr.-Ing.: Großkundgebung des Deutschen Holzwirtschaftsrates. V	38	Börnheim, H., Dr.-Ing., München: Kathodischer Schutz von Fern-Ölleitungen durch die arabische Wüste. KTB	226	Funke, Lothar, Dr.-Ing., Hüls Krs. Recklinghausen: Die elastische Einspannung gerader Treppenläufe in trägerlosen Podestplatten. HA	90
—, Erdhügel als Ersatz für Schalung. KTB	151	Çeçen, K., Doz. Dipl.-Ing., Istanbul/Türkei: Wasserkraftanlage Ikizdere (Türkei). HA	300	Garbotz, G., Prof. Dr., Aachen: A. Buntru 70 Jahre alt. V.	71
—, Korrosionsschutz für Stahl im Erdreich. KTB	227	Cicin, P., Prof. Dr., Wien: Die Entwicklung des Walzenwehres. HA	382	Geiger, J., Dr.-Ing., Augsburg: Bemerkenswerte Schwingungen an Türmen und ihre Beseitigung. HA	259
Andrä, W., Dipl.-Ing., und Dr.-Ing. F. Leonhardt, Stuttgart: Das Stadtbad Wuppertal. B. Entwurf eines Leichtbeton-Hängedaches und technische Überlegungen. HA	349	Coesfeld, G., Dipl.-Ing., Aachen: Gründungen von Bauwerken auf Aufschutt. KTB	478	Goertz, W., Dipl.-Ing., Düsseldorf: Die Haniel-Hochgarage in Düsseldorf. HA	126
Bachus, E., Dr.-Ing., Frankfurt/Main-Nied: Die Aluminium-Schmelze Kitimat-Kemano (Alcan-Projekt). KTB	65	—, Fehlschläge bei der Gründung leichter Gebäude. KTB	479	Graßhoff, H., Dr.-Ing., Wuppertal-Elberfeld: Geophysikalische Untersuchungsmethoden. KTB	321
—, Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Generation. HA	78	Craemer, H., ord. Prof. Dr.-Ing., Fischerhude über Bremen: Verbessertes Drehwinkel-Iterationsverfahren für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen. HA	76	Gräsele, E., Dipl.-Ing., Köln: 100 Jahre Werk „Humboldt“. V	39
—, Radar-Plattformen vor der USA-Küste. KTB	177	Dehnkamp, G., Dipl.-Ing., Rheinhausen, und Dipl.-Ing. H. Krosse, Mülheim a. d. Ruhr: Biegemomente in auskragenden Fahrbahnplatten. HA	52	Grix, H. H., Dr.-Ing., Stuttgart: Die Pulver-Sauerstofflanze. HA	221
—, Ufermauerherstellung für eine Pier-Reparatur. KTB	311	Dimitrov, N., Privatdozent Dr.-Ing., Karlsruhe: Festigkeit einer in beiden Richtungen vorgespannten Platte. KTB	359	Grüning, G., Prof. Dr.-Ing., Dresden: Gründe für die Baustellenschweißung im Hochbau. KTB	93
Backofen, K., Dr.-Ing., Königsfeld/Schwarzwald: Der blättrige und mit Harnischen durchsetzte Ton im Erdbau. Eine geotechnische Studie. HA	285	Doeinck, E., Prof. Dr.-Ing., Technische Hochschule Hannover: Schwinger mit mehreren Freiheitsgraden. HA	165	Hampe, B., Min.-Rat, Dr.-Ing., Bonn: Hans Hoebel 80 Jahre alt. V	190
Bärsch, H., Rüsselsheim am Main: Das modernste Automobilwerk Europas Adam Opel Aktiengesellschaft, Rüsselsheim am Main. HA	193	Domke, H., Dr.-Ing., Duisburg: Die Wellenspundwand. HA	117	Hampel, H., Reg.-Baurat, Hamm/Westf.: Eine Straßenbrücke aus Leichtmetall. HA	17
Birkel, F., Bundesbahnberrater, München: Eine Nachprüfung des Gebirgsdruckes bei rolligem Gebirge. HA	297	Enders, R., Dipl.-Ing., Hamburg: Ein Rechenschieber zur Auswertung des Stokes'schen Gesetzes beim Aräometerversuch. HA	389	Hegemann, B., und Dr. C. Schreck, Hermsdorf/Thür.: Über einige Beispiele von Bauwerksdichtungen unter Anwendung von Bitumenformteilen und Hochfrequenz. HA	48
Born, J., Ing., Darmstadt: Der Einfluß des Zugringes auf die Berechnung von Wasserbehältern und Faultürmen. HA	157	Eulitz, H.-J., Dipl.-Ing., München: Das Stadtbad Wuppertal. C. Entwurf und Ausführung des vorgespannten Hängedaches. HA	353	Herberg, W., Prof. Dr.-Ing.: Professor Dr.-Ing. E. h. W. Neuffer 75 Jahre alt. V	483
Bunnies, Erich, Baudirektor a. D., Dipl.-Ing., Hamburg: Der neue Industriehafen der „Planta Siderurgica Argentina“ bei San Nicolas. KTB	27	Falk, S., Dr.-Ing., Braunschweig: Über den elektronischen Rechenautomaten „UNIVAC EUROPA“ in Frankfurt am M. KTB	150	Hetzl, K., Prof., München: Tunnel- und Stollenbau — Wandlungen und Erfolge. HA	333
—, Der Marinestützpunkt von Mers-El-Kébir in Algerien. KTB	33	Falcke, F.-K., Dr.-Ing., Duisburg: Ufersicherung durch Wellenspundwand am Rheinufer der Duisburger Kupferhütte. HA ..	120	Hetzelt, F., Prof., Wuppertal: Das Stadtbad Wuppertal. A. Planung, Entwurf. Gestaltung, Baukosten. HA	344
Burkhardt, G., Prof., München: Prof. Karl Hetzel emeritiert. V	191	Finsterwalder, U., Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing., München: Dipl.-Ing. Karl Bechtel f. V	283	Hille, B., Dipl.-Ing., Aachen: Grabenbagger aus zwei Raupenschleppern. KTB	143
Börnheim, H., Dr.-Ing., München: Anwendung von Asphalt bei Freiland-Großbehältern. KTB	60	Fischer, K., Dipl.-Ing., Wien: Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche. (Berichtigung). HA	172	—, Neuere Entwicklungen auf dem Gebiete der Baueinrichtungen. HA	303
—, Durchleuchtung von geschweißten Rohrleitungen großen Durchmessers. KTB	145	Frank, J., Obering., Erlangen: Die Staumauer Val Gallina. KTB	61	Hiltcher, R., Dr.-Ing., New Delhi: Spannungen an Tunnelöffnungen mit rechteckigem Nutzquerschnitt und kreisbogenförmiger Überwölbung. HA ..	288
—, Beläge für Kanalbettungen aus Asphalt-Torkret. KTB	187				
—, Der derzeitige Stand der Kenntnisse über die oftmals wiederholte Beanspruchung der Werkstoffe (Ermüdung). KTB	224				

Seite	Seite	Seite
Hiltscher, R., Dr.-Ing., und B. Pant, New Delhi: Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspan- nungsfeld. HA 470	Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt: Ferdinand Schlei- cher f. HA 237	Pant, B., und Dr.-Ing. R. Hilt- scher, New Delhi: „Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld. HA 470
Hoeland, G., Dr.-Ing., Hanno- ver: Zuschrift zu dem Aufsatz Dehnpump und Krosse, Biege- momente in auskragenden Fahr- bahnenplatten. V 283	Melan, E., Prof. Dr.-Ing. E. h., Wien: Zuschrift zum Aufsatz Craemer, Verbessertes Dreh- winkel-Iterationsverfahren. V .. 235	Plagemann, W., Dipl.-Ing., Dresden: Kaimauergründung auf langen Brunnenpfählen. KTB .. 95
Hoppe, C. J., Dr.-Ing., Bonn: Neuer Umbau der Queensboro- Brücke in New York. KTB 64	Menges, G., Dr.-Ing., Stuttgart: Druckrohrleitungen aus Stählen mit hoher Streckgrenze. KTB .. 30	—, Eine 38,6 km lange Straßen- brücke über den See Pontchar- train in Louisiana, die längste der Welt. KTB 439
—, Amerikanische Erfahrungen bei Verwendung von hochfesten Schrauben im Stahlbau. KTB .. 65	—, Hochwasserentlastung portu- giesischer Bogenmauern. KTB 102	—, Die Betonierungsarbeiten am St. Lorenz-Kraftwerk. KTB 480
—, Neue Mississippi-Brücke in New Orleans. KTB 315	—, Die höchsten Staumauern der Welt. KTB 186	Pohle, W., Baudirektor a. D., Dr.- Ing., Hamburg: Vergabe und Durchführung von Bauvorhaben im Irak und im Iran. V 231
Ihlenburg, W., Dr. phil., Frankfurt/Main: Die neuen Druckereigebäude der Bank von England. KTB 107	—, Indiens moderner Großstalsper- renbau. KTB 476	Pozzati P., Prof. Ing., Bologna (Italien): Odone Belluzzi f. V .. 37
—, Die Downtown Center Garage in San Francisco. KTB 179	Minetti, H., Dr.-Ing., Wies- baden: Baulicher Luftschutz von Hochbauten. HA 239	Raison, von, G., Hannover: Er- stes deutsches Radioteleskop auf dem Stockert. HA 73
Jacoby, E., Prof. Dr.-Ing., Lü- beck: Die Haltung Fessenheim des Großen Elsaß-Kanals. KTB .. 104	—, W. Nakonz 70 Jahre. V 484	Ramshorn, A., Baudirektor Dr.- Ing. Dr.-Ing. E. h., Essen: Das Abwasserpumpwerk Dortmund- Borsigstraße der Emschergen- ossenschaft. HA 41
Jaeger, Th., Dipl.-Ing., Rostock: Optimale Bemessung von Strah- lungsschutzanlagen für Kern- reaktoren. KTB 59	Mlosch, P., Prof. Dr.-Ing., Dres- den: Mann — Dr.-Ing. E. h. V .. 154	Rüsch, H., Prof. Dr.-Ing., Mün- chen: Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ul- rich Finsterwalder 60 Jahre alt. V 484
—, Die Bauten des CERN in Genf. HA 262	Nakonz, Dr.-Ing., Düsseldorf: 50jähriges Bestehen des Aus- schusses für Stahlbeton. V 234	Scheele, H., Dipl.-Ing., Ham- burg: Planung und Bau des Öl- hafens Aden. KTB 402
—, Projekt der G. E. C. — Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland. KTB 317	Naruoka, M., und H. Yone- zawa, Kyoto/Japan: Über die Anwendung der Biegungstheorie orthotroper Platten auf die Be- rechnung schiefer Balkenbrücken. HA 391	Schineis, M., Dipl.-Ing., Mün- chen: Bestimmung der Mitten- durchbiegung und des erforder- lichen Trägheitsmomentes bei Biegestäben beliebiger Trag- werke. HA 169
—, γ - Strahlenschutzigenschaften verschiedener Schwerbetone. KTB 363	Naudascher, E., Dipl.-Ing., Karlsruhe: Abflußmenge und dynamische Kräfte bei Tief- schützen. HA 428	Schleicher†, Ferd. Prof. Dr.- Ing.: H. Carp 65 Jahre alt. V .. 191
Jenne, G., Dr.-Ing., Rheinhausen: Beitrag zur Berechnung einer un- verankerten Spundwand. HA .. 294	Naumann, K.-E., Dr.-Ing., Ham- burg: Modellversuche für die Nordmole des Hafens Samsun (Schwarzes Meer). KTB 396	—, Dr.-Ing. Bruno Hampe. V 192
Kameke, G. von, Dipl.-Ing., Köln: Die Messehalle VIII in Köln. HA 217	—, Neue Schleusen am unteren Mississippi und an der USA-Golf- küste. KTB 441	—, Leopold Sautter 60 Jahre alt. V .. 233
Klingenberg, W., Ministerial- rat Dr.-Ing., Bonn: Brückenbau- ten auf Bundesfernstraßen. Stählerne Brücken. HA 245	Neumann, R., Dr.-Ing. habil., Halle: Die Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaf- ten bindiger Böden durch die Kornfraktion < 0,002 mm und Wasseraufnahme. HA 6	—, Kunststoff-Tagung in Bad Pyr- mont. V 235
—, Brückenbauten an Bundesfern- straßen. II. Massive Brücken. HA 325	Nishida, Y., Eine Ermittlung des Spitzenwiderstandes von Pfählen. HA 291	—, Über den Mohrschen Satz. HA 369
Kronenberger, G., Dipl.-Ing., Aachen: Kontinuierlicher Fluß der Zuschlagstoffe in großen Aufbe- reitungsanlagen. KTB 148	Ohlemutz, A., Bundesbahnrat, Frankfurt/Main: Die Poiss- onsche Zahl des Betons und ihre Messung. KTB 28	—, Heinrich Gerber. Zum 125. Ge- burtstag am 18. November 1957. HA 409
Krosse, H., Dipl.-Ing., Mülheim a. d. Ruhr, und G. Dehn- kamp, Rheinhausen: Biegem- omente in auskragenden Fahr- bahnplatten. HA 52	—, Flußdurchstiche ersetzen Eisen- bahnbrücken. KTB 30	—, Der Shanley-Effekt. HA 449
Latzin, K., Dipl.-Ing., Rhein- hausen: Große Schweißtechnische Jubiläumstagung 1957. V 485	—, Die Entwicklung des Betonstras- senbaus in Indien. KTB 92	Schmid, W., Dr.-Ing., Baden b. Wien: Dauerbrüche in genieteten und hochfest verschraubten Laschenstößen. KTB 474
Leonhardt, F., Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. W. Andrä, Stutt- gart: Das Stadtbad Wuppertal. B. Entwurf eines Leichtbeton- Hängedaches und technische Überlegungen. HA 349	—, Bewegliche Lehrgerüste beim Bau von Kugelschalen. KTB 103	Schreck, C., Dr. und B. Hege- mann, Hermsdorf/Thür.: Über einige Beispiele von Bauwerks- dichtungen unter Anwendung von Bitumenformteilen und Hochfrequenz. HA 48
Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. H. J. Wittneben, Darmstadt: Die Schalenkonstruk- tion der „Wasserbauhalle“ der T. H. Darmstadt. HA 46	—, Bau einer zweigleisigen Eisen- bahn über einen 10 km breiten Meeresarm. KTB 361	Schultz, Dipl.-Ing., Berlin-Dah- lem: Ein neuer dänischer alkali- resistenter Zement. KTB 33
	—, Die Poissonsche Zahl des Beton und ihre Messung — Dis- kussionsbeiträge. KTB 364	Schultze, E., Prof. Dr.-Ing., Aachen: Spundwände im Bruch- zustand. KTB 146
	Orth, Fritz, Dr.-Ing., Berlin: Das Tosbecken der Bonneville-Tal- sperre wird nach 17 Jahren aus- gebessert. KTB 97	—, Große dreiaxiale Zellversuche. KTB 174
	—, Die Wasserkraftanlage Edéa am Sanaga (Kamerun). KTB 185	—, Die zulässigen Setzungen von Bauwerken. KTB 176
	—, Berichtigung zum Beitrag „Das Tosbecken der Bonneville-Tal- sperre wird nach 17 Jahren aus- gebessert“. V 324	—, Die Ermittlung der Größe von Bettungsziffern. KTB 312
	—, Das Stauwehr an den Strom- schnellen der Isère bei Aigue- blanche. KTB 399	—, Die Zugfestigkeit von Beton in Arbeitsfugen. KTB 362
		—, Durchbiegungsmessungen an Spundwänden in amerikanischen Häfen. KTB 445

	Seite
Seegers, K. H., Dr.-Ing., Hamburg: Die Walt Whitman-Hängebrücke in Philadelphia. KTB ..	22
—, Aerodynamische Stabilität der Mackinac-Hängebrücke. KTB ..	99
—, 656 m weit gespannte Rohr-Hängebrücke über den Mississippi. KTB ..	100
—, Hängebrücke über die Seine bei Tancarville. KTB ..	275
—, Auswechseln der Hänger und Kabelschellen bei der Manhattan Hängebrücke in New York. KTB ..	279
Seiler, E., Reg.-Baudirektor, Bonn: Wasserstraßendirektor Mayer 65 Jahre alt. V.	191
Selberg, A., Prof. Dr., Trondheim: R. H. Gran Olsson †. V.	485
Steffen, H., Dipl.-Ing., Aachen: Amerikanische Erfahrungen mit Reifenplaniergeräten. KTB	147
Stüssi, F., Prof. Dr., Zürich (Schweiz): Arthur Rohn †. V.	37
Tölke, F., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: La Chute de Randens-Isère-Arc (Savoien). KTB ..	25
Weiß, E., Abt.-Präsident a. D., Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde: Golfküsten-Rohrleitungen unter Wasser verlegt. KTB ..	34
—, Krane ersetzen Derricks bei Brückenmontagen. KTB ..	56
—, Rohrleitungen. KTB ..	57
—, Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge. KTB ..	96
—, Betonkarren auf Einschienenbahn. KTB ..	143
—, Vorgespannte und vorgefertigte Plattform im Golf von Mexiko. KTB ..	152

	Seite
Weiß, E., Abt.-Präsident a. D., Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde: Ausbesserung einer Stahlbrücke durch Vorspannung. KTB ..	181
—, Vorgefertigte Verkleidungstafeln mit Ansichtsflächen aus Marmorgrus und reinem Naturstein. KTB ..	183
—, W., Dr.-Ing., Freeport/New York, z. Zt. Traunstein: Der Erweiterungsbau der Börse in New York. HA ..	161
—, Der Neubau des Seagram Buildings in New York. HA ..	377
Wickert, G., Dr.-Ing., Karlsruhe: Entwicklungen auf dem Gebiet der Gezeitenkraftnutzung. HA ..	458
Wiedemann, Ministerialrat, Bonn: Bruno Illing 75 Jahre alt. V.	37
Witt, H. P., Dr.-Ing., Dortmund: Die Europäische Parallelfianschträger-Reihe. HA ..	130
—, Stahlkonstruktion des San Mames-Stadion in Bilbao. KTB ..	228
—, Die Kuppel vom Sportpalast in Bologna. KTB ..	277
Wittneben, H. J., Dipl.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. A. Mehmehl, Darmstadt: Die Schalenkonstruktion der „Wasserbauhalle“ der T. H. Darmstadt. HA ..	46
Wolff, Paul, Dr.-Ing., Trier: Bemerkenswerte Neuerungen beim Bau der Table-Rock-Talsperre. KTB ..	28
Wrede, H., Reg.-Baurat, Braunschweig: Das Hochhaus der Technischen Hochschule Braunschweig. HA ..	1

	Seite
Wundram, O., Dipl.-Ing., Hamburg: Neuer Erzverladehafen an den Großen Seen von Nordamerika. KTB ..	280
Yonezawa, H., und Prof. M. Naruoka, Kyoto/Japan: Über die Anwendung der Biegetheorie orthotroper Platten auf die Berechnung schiefer Balkenbrücken. HA ..	391
Zakis, K. A., Dipl.-Ing., Heidelberg: Neues über die Hubplatte. KTB ..	31
—, Wiederaufrichtung einer windschiefen Garage. KTB ..	281
Zeyen, K. L., Dr.-Ing., Zürich: Sauer umhüllte Schweißelektroden. HA ..	113
—, Die Schweißbarkeit der Stähle für den Ingenieurbau. HA ..	209
—, Die Schweißbarkeit der Stähle für den Ingenieurbau. Fortsetzung und Schluß aus Heft 6 (1957). HA ..	420
Zorbach, B., Dipl.-Ing., Dortmund: Die Entwicklungsrichtung der Aufbereitungsanlagen für Zuschlagstoffe für die Betonherstellung auf Baustellen. HA ..	135
Zweck, H., Oberreg.-Baurat Dr.-Ing., Duisburg: Belastungsversuche an der Wellenspundwand der Duisburger Kupferhütte. HA ..	123
—, Reibungspfähle im weichen Ton. KTB ..	181
—, Löß als Baugrund. KTB ..	319

Stichwortverzeichnis

(Im Stichwortverzeichnis sind die Titel der einzelnen Aufsätze nur abgekürzt wiedergegeben)

	Seite
Abwässer. Das Abwasserpumpwerk Dortmund-Borsigstraße der Emschergerenossenschaft. A. Ramshorn. HA ..	41
ACHEMA-Tagung 1958. V.	488
Aerodynamik. Aerodynamische Stabilität der Mackinac-Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB ..	99
Asphalt. Anwendung von — bei Freiland-Großbehältern. H. Bürrheim. KTB ..	60
Asphalbeton. Anwendung von Asphalt bei Freiland-Großbehältern. H. Bürrheim. KTB ..	60
—, Torkret. Beläge f. Kanalbettungen aus —. H. Bürrheim. KTB ..	187
Atomkraftwerk. Projekt der G. E. C. — Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland. Th. Jaeger. KTB ..	317
Aufbereitung. Neuere Entwicklungen auf dem Gebiete der Baueinrichtungen. B. Hille. HA ..	303
—, Anlagen. Die Entwicklungsrichtung der — für Zuschlagstoffe für die Betonherstellung auf Baustellen. B. Zorbach. HA ..	135
—, Kontinuierlicher Fluß der Zuschlagstoffe in großen —. G. Kronenberger. KTB ..	148

	Seite
Auskleidungen. Tunnel- und Stollenbau — Wandlungen und Erfolge. K. Hetzel. HA ..	333
Bagger. Graben — aus zwei Raupenschleppern. B. Hille. KTB ..	143
Baugrund. Löß als —. H. Zweck. KTB ..	319
Baummaschinen. Rohrleitungen in USA. E. Weiß. KTB ..	57
—, Die Entwicklungsrichtung der Aufbereitungsanlagen für Zuschlagstoffe für die Betonherstellung auf Baustellen. B. Zorbach. HA ..	135
—, Grabenbagger aus zwei Raupenschleppern. B. Hille. KTB ..	143
—, Betonkarren auf Einschienenbahn. E. Weiß. KTB ..	143
—, Amerikanische Erfahrungen mit Reifenplaniergeräten. H. Steffen. KTB ..	147
—, Neuere Entwicklungen auf dem Gebiete der Baueinrichtungen. B. Hille. HA ..	303
—, Die Betonierungsarbeiten am St. Lorenz-Kraftwerk. W. Plagemann. KTB ..	480
Baustellen. Die Walt Whitman-Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB ..	22

	Seite
Baustellen. Bemerkenswerte Neuerungen beim Bau der Table-Rock-Talsperre. P. Wolff. KTB ..	28
—, Neues über die Hubplatte. K. A. Zakis. KTB ..	31
—, Golfküsten-Rohrleitungen unter Wasser verlegt. E. Weiß. KTB ..	34
—, Krane ersetzen Derricks bei Brückenmontagen. E. Weiß. KTB ..	56
—, Rohrleitungen in USA. E. Weiß. KTB ..	57
—, Die Staumauer Val Gallina. J. Frank. KTB ..	61
—, Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Generation. E. Bachus. HA ..	78
—, Gründe für die —schweißung im Hochbau. G. Grüning. KTB ..	93
—, Kaimauergründung auf langen Brunnenpfählen. W. Plagemann. KTB ..	95
—, Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge. E. Weiß. KTB ..	96
—, Bewegliche Lehrgerüste beim Bau von Kugelschalen. A. Ohlemutz. KTB ..	103
—, Die neuen Druckereigebäude der Bank von England. W. Ihlenburg. KTB ..	107

Seite	Seite	Seite
Baustellen. Ufersicherung durch Wellenspundwand am Rheinufer der Duisburger Kupferhütte. E.-K. Falcke. HA 120	Berichtigung zu dem Aufsatz: A. Ramshorn: Das Abwasserpumpwerk Dortmund-Borsigstraße der Emschergenossenschaft, Bauing. 32 (1957) S. 46. V 155	Bodenmechanik. Löß als Baugrund. H. Zweck. KTB 319
—, Die Entwicklungsrichtung der Aufbereitungsanlagen für Zuschlagstoffe für die Betonherstellung auf —. B. Zorbach. HA 135	—, zu dem Aufsatz: Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche. Bauing. 31 (1956) S. 257—259. K. Fischer. HA 172	—, Fehlschläge bei der Gründung leichter Gebäude. G. Coesfeld. KTB 479
—, Betonkarren auf Einschienenbahn. E. Weiß. KTB 143	—, zu dem Aufsatz J. Born: Der Einfluß des Zugringes auf die Berechnung von Wasserbehältern und Faultürmen. Bauing. 32 (1957) S. 157. V 284	Bohren von Beton. Die Pulver-Sauerstofflanze. H. H. Grix. HA 221
—, Kontinuierlicher Fluß der Zuschlagstoffe in großen Aufbereitungsanlagen. G. Kronenberger. KTB 148	—, zu dem Aufsatz: „Projekt der G. E. C.-Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland“, Bauing. 32 (1957) S. 317 408	Bronze-Verkleidungen. Der Neubau des Seagram Buildings in New York. W. Weiss. HA 377
—, Erdhügel als Ersatz für Schalung. F. l'Allemand. KTB 151	Beton. Die Poissonsche Zahl des —s und ihre Messung. A. Ohlemutz. KTB 28	Bruchlast. Festigkeit einer in beiden Richtungen vorgespannten Platte. N. Dimitrov. KTB 359
—, Radar-Plattformen vor der USA-Küste. E. Bachus. KTB 177	—, Optimale Bemessung von Strahlungsschutzanlagen für Kernreaktoren. Th. Jaeger. KTB 59	Brückenbauten. Bau einer zweigleisigen Eisenbahn über einen 10 km breiten Meeresarm. A. Ohlemutz. KTB 361
—, Ausbesserung einer Stahlbrücke durch Vorspannung. E. Weiß. KTB 181	—, Die Zugfestigkeit von — in Arbeitsfugen. R. Schultz. KTB 362	Brunnen Gründungen. Radar-Plattformen vor der USA-Küste. E. Bachus. KTB 177
—, Die höchsten Staumauern der Welt. G. Menges. KTB 186	—, γ -Strahlenschutz Eigenschaften verschiedener Schwer—e. Th. Jaeger. KTB 363	Brunnenpfähle. Kaimauergründung auf langen —n. W. Plagemann. KTB 95
—, Das modernste Automobilwerk Europas Adam Opel Aktiengesellschaft. Rüsselsheim am Main. H. Bärsch. HA 193	—, Die Poissonsche Zahl des — und ihre Messung. Diskussionsbeiträge. A. Ohlemutz. KTB 364	Dämme. Der holländische Delta-plan, eine Aufgabe der heutigen Generation. E. Bachus. HA 78
—, Die Messehalle VIII in Köln. G. von Kameke. HA 217	—, herstellung. Die Entwicklungsrichtung der Aufbereitungsanlagen für Zuschlagstoffe für die — auf Baustellen. B. Zorbach. HA 135	—, Planung und Bau des Ölhafens Aden. H. Scheele. KTB 402
—, Die Bauten des CERN in Genf. Th. Jaeger. HA 262	Betonkühlanlagen. Kontinuierlicher Fluß der Zuschlagstoffe in großen Aufbereitungsanlagen. G. Kronenberger. KTB 148	—, Entwicklungen auf dem Gebiet der Gezeitenkraftnutzung. G. Wickert. HA 458
—, Auswechseln der Hänger und Kabelschellen bei der Manhattan Hängebrücke in New York. K. H. Seegers. KTB 279	Betonpfähle. Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge. E. Weiß. KTB 96	Dauerbrüche. — in genieteten und hochfest verschraubten Laschenstößen. W. Schmid. KTB 474
—, Wiederaufrichtung einer wind-schiefen Garage. K. Zakis. KTB 281	Betonstraßen. Die Entwicklung des —baus in Indien. A. Ohlemutz. KTB 92	Deiche. Der holländische Delta-plan, eine Aufgabe der heutigen Generation. E. Bachus. HA 78
—, Ufermauerherstellung für eine Pier-Reparatur. E. Bachus. KTB 311	Bettungsziffern. Die Ermittlung der Größe von —. E. Schultze. KTB 312	Dichtungen. Über einige Beispiele von Bauwerken — unter Anwendung von Bitumenformteilen und Hochfrequenz. B. Hegemann u. C. Schreck. HA 48
—, Tunnel- und Stollenbau — Wandlungen und Erfolge. K. Hetzel. HA 333	Bitumenformteile. Über einige Beispiele von Bauwerksdichtungen unter Anwendung von —n und Hochfrequenz. B. Hegemann u. C. Schreck. HA 48	—, Anwendung von Asphalt bei Freiland-Großbehältern. H. Bürrheim. KTB 60
—, Entwurf und Ausführung des vorgespannten Hängedaches. H.-J. Eulitz. HA 353	Bodenmechanik. Die Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden durch die Kornfraktion < 0,002 mm und Wasseraufnahme. R. Neumann. HA 6	Drehwinkel - Iterationsverfahren. Verbessertes — für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen. H. Craemer. HA 76
—, Eine 38,6 km lange Straßenbrücke über den See Pontchartrain in Louisiana, die längste der Welt. W. Plagemann. KTB 439	—, Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche. K. Fischer. HA 172	Druckmessung. Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Generation. E. Bachus. HA 78
—, —einrichtungen. Indiens moderner Großtalsperrenbau. G. Menges. KTB 476	—, Große dreiaxiale Zellversuche. E. Schultze. KTB 174	Druckrohrleitungen. — aus Stählen mit hoher Streckgrenze. G. Menges. KTB 30
—, Die Betonierungsarbeiten am St. Lorenz-Kraftwerk. W. Plagemann. KTB 480	—, Die Ermittlung der Größe von Bettungsziffern. E. Schultze. KTB 312	Düker. Das Abwasserpumpwerk Dortmund-Borsigstraße der Emschergenossenschaft. A. Ramshorn. HA 41
Bauvorhaben. Vergabe und Durchführung von — im Irak und in Iran. W. Pohle. V 231		Durchbiegungen. Bestimmung der Mittendurchbiegung und des erforderlichen Trägheitsmomentes bei Biegestäben beliebiger Tragwerke. M. Schineis. HA 169
Bauweisen. Tunnel- und Stollenbau — Wandlungen und Erfolge. K. Hetzel. HA 333		Dynamik. Schwinger mit mehreren Freiheitsgraden. E. Doeinck. HA 165
Bauwerksschwingungen. Bemerkenswerte Schwingungen an Türmen und ihre Beseitigung. J. Geiger. HA 259		Elastizitätstheorie. Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld. R. Hiltcher u. B. Pant. HA 470
Belastungsversuche. — an der Wellenspundwand der Duisburger Kupferhütte. H. Zweck. HA 123		
—, Große dreiaxiale Zellversuche. E. Schultze. KTB 174		
—, Reibungspfähle im weichen Ton. H. Zweck. KTB 181		
—, Festigkeit einer in beiden Richtungen vorgespannten Platte. N. Dimitrov. KTB 359		
Berechnung. Beitrag zur — einer unverankerten Spundwand. G. Jenne. HA 294		
— Grundlagen. Baulicher Luftschutz von Hochbauten. H. Minetti. HA 239		

Seite	Seite	Seite
Elektroden. Sauer umhüllte Schweiß—. K. L. Zeyen. HA 113	Gründungen. Neue Mississippi- Brücke in New Orleans. C. J. Hoppe. KTB 315	Hochzugfeste Schrauben. Dauerbrüche in genieteten und hochfest verschraubten Laschen- stößen. W. Schmid. KTB 474
Elektronische Rechen- maschinen. Über den —n Rechenautomaten „UNIVAC EUROPA“ in Frankfurt am Main. S. Falk. KTB 150	—, von Bauwerken auf Aufschutt. G. Coesfeld. KTB 478	Holzwirtschaft. Großkund- gebung des Deutschen —rates. V 38
Erdbau. Der blättrige und mit Harnischen durchsetzte Ton im —. Eine geotechnische Studie. K. Backofen. HA 285	—, Fehlschläge bei der Gründung leichter Gebäude. G. Coesfeld. KTB 479	Hubplatten - Verfahren. Neues über die Hubplatte. K. A. Zakis. KTB 31
—, Neuere Entwicklungen auf dem Gebiete der Baueinrichtungen. B. Hille. HA 303	Häfen. Der neue Industriehafen der „Planta Siderurgica Argen- tina“ bei San Nicolas. E. Bunnies. KTB. 27	Humboldt. 100 Jahre Werk —. V 39
Erdbebensicherheit. Die Downtown Center Garage in San Francisco. W. Ihlenburg. KTB 179	—, Der Marinestützpunkt von Mers- El-Kébir in Algerien. E. Bunnies. KTB 33	Industriebauten. Das mo- dernste Automobilwerk Europas Adam Opel Aktiengesellschaft, Rüsselsheim am Main. H. Bärsch. HA 193
Erddruck. Die Wellenspund- wand. H. Domke. HA 117	—, Die Aluminium-Schmelze Kiti- mat-Kemano (Alcan-Projekt). E. Bachus. KTB 65	Kaimauern. Der neue Indus- triehafen der „Planta Siderurgica Argentina“ bei San Nicolas. E. Bunnies. KTB 27
—, Beitrag zur Berechnung einer unverankerten Spundwand. G. Jenne. HA 294	—, Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Genera- tion. E. Bachus. HA 78	—, Ufersicherung durch Wellen- spundwand am Rheinufer der Duisburger Kupferhütte. F.-K. Falke. HA 120
Ermüdung. Der derzeitige Stand der Kenntnisse über die oftmals wiederholte Beanspruchung der Werkstoffe (—). H. Bürnheim. KTB 224	—, Neuer Erzverladehafen an den Großen Seen von Nordamerika. O. Wandram. KTB 280	—, Ufermauerherstellung für eine Pier-Reparatur. E. Bachus. KTB 311
Europäische Föderation für Korrosion. V 192	—, Modellversuche für die Nord- mole des Hafens Samsun (Schwar- zes Meer). K.-E. Naumann. KTB 396	Kanalbettungen. Beläge für — aus Asphalt-Torkret. H. Bürn- heim. KTB 187
—s Treffen für chemische Technik undACHEMA-Tagung 1958. V 155	—, Planung und Bau des Ölhafens Aden. H. Schelle. KTB 402	Kanäle. Die Haltung Fessenheim des Großen Elsaß-Kanals. E. Jacoby. KTB 104
Fahrbahnplatten. Biege- momente in auskragenden —. G. Dehnkamp u. H. Krosse. HA 52	—, Durchbiegungsmessungen an Spundwänden in amerikanischen —. E. Schultze. KTB 445	Kathodischer Schutz. — — von Fern-Ölleitungen durch die arabische Wüste. H. Bürnheim. KTB 226
Flußbau. Flußdurchstiche er- setzen Eisenbahnbrücken. A. Ohlemutz. KTB 30	Hängebrücken. Die Walt Whitman - Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB 22	Kavitationen. Das Tosbecken der Bonneville-Talsperre wird nach 17 Jahren ausgebessert. F. Orth. KTB 97
Garagen. Die Haniel-Hochgarage in Düsseldorf. W. Goertz. HA 126	—, Aerodynamische Stabilität der Mackinac - Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB 99	Kernforschungsinstitut. Die Bauten des CERN in Genf. Th. Jaeger. HA 262
—, Die Downtown Center Garage in San Francisco. W. Ihlenburg. KTB 179	—, 656 m weit gespannte Rohr- Hängebrücke über den Missis- sippi. K. H. Seegers. KTB ... 100	Korrosion. Europäische Föde- ration für —. V 192
—, Wiederaufrichtung einer wind- schiefen Garage. K. Zakis. KTB 281	—, Hängebrücke über die Seine bei Tancarville. K. H. Seegers. KTB 275	Korrosionsschutz. Kathodi- scher Schutz von Fern-Ölleitun- gen durch die arabische Wüste. H. Bürnheim. KTB 226
Gebirgsdruck. Eine Nach- prüfung des —es bei rolligem Gebirge. F. Birkel. HA 297	—, Auswechseln der Hänger und Kabelschellen bei der Manhattan Hängebrücke in New York. K. H. Seegers. KTB 279	—, für Stahl im Erdreich. F. l'Allemand. KTB 227
—, Tunnel- und Stollenbau — Wandlungen und Erfolge. K. Hetzel. HA 333	Hängedach. Entwurf eines Leichtbeton—es und technische Überlegungen. F. Leonhardt u. W. André. HA 349	Kraftwerke. Die Aluminium- Schmelze Kitimat-Kemano (Al- can-Projekt). E. Bachus. KTB .. 65
Geologie. Der blättrige und mit Harnischen durchsetzte Ton im Erdbau. Eine geotechnische Stu- die. K. Backofen. HA 285	—, Entwurf und Ausführung des vorgespannten —es. H.-J. Eulitz. HA 353	—, Die Betonierungsarbeiten am St. Lorenz-Kraftwerk. W. Plage- mann. KTB 480
Geschweißte Leitwerke. Durchleuchtung von geschweiß- ten Rohrleitungen großen Durch- messers. H. Bürnheim. KTB 145	Hallenbauten. Die neuen Druckereigebäude der Bank von England. W. Ihlenburg. KTB .. 107	—, Entwicklungen auf dem Gebiet der Gezeitenkraftnutzung. G. Wickert. HA 458
Gezeiten. Entwicklungen auf dem Gebiet der —kraftnutzung. G. Wickert. HA 458	—, Die Messehalle VIII in Köln. G. von Kameke. HA 217	Krane. — ersetzen Derricks bei Brückenmontagen. E. Weiß. KTB 56
Gründungen. Der neue Indus- triehafen der „Planta Siderur- gica Argentina“ bei San Nicolas. E. Bunnies. KTB 27	Hochbau. Vorgefertigte Ver- kleidungstafeln mit Ansichts- flächen aus Marmorgrus und reinem Naturstein. E. Weiß. KTB 183	Kunststoff. Tagung in Bad Pyr- mont. F. Schleicher. V 235
—, Kaimauergründung auf langen Brunnenpfählen. W. Plagemann. KTB 95	Hochbauten. Baulicher Luft- schutz von —. H. Minetti. HA 239	—e. Arbeitskreis „Bauen mit —n“. V 324
—, Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge. E. Weiß. KTB 96	Hochfeste Schrauben. Amerikanische Erfahrungen bei Verwendung von —n — im Stahlbau. C. J. Hoppe. KTB 65	Kuppeln. Die Kuppel vom Sport- palast in Bologna. H. P. Witt. KTB 277
—, 656 m weit gespannte Rohr- Hängebrücke über den Missis- sippi. K. H. Seegers. KTB 100	—, Der Neubau des Seagram Build- ings in New York. W. Weiss. HA 377	Lehrgerüste. Bewegliche — beim Bau von Kugelschalen. A. Ohlemutz. KTB 103
—, Vorgespannte und vorgefertigte Plattform im Golf von Mexiko. E. Weiß. KTB 152	Hochhäuser. Das Hochhaus der Technischen Hochschule Braun- schweig. H. Wrede. HA 1	—, Entwurf und Ausführung des vorgespannten Hängedaches. H.-J. Eulitz. HA 353
	—, Der Erweiterungsbau der Börse in New York. W. Weiss. HA .. 161	
	—, Der Neubau des Seagram Build- ings in New York. W. Weiss. HA 377	

Seite	Seite	Seite
Leichtmetallbauten. Eine Straßenbrücke aus Leichtmetall. H. Hampel. HA 17	Mohrscher Satz. Über den Mohrschen Satz. F. Schleicher. HA 369	Schalen. Die —konstruktion der „Wasserbauhalle“ der T. H. Darmstadt. A. Mehmel u. H. J. Wittneben. HA 46
Leichtmetallkonstruk- tionen. Erstes deutsches Radio- teleskop auf dem Stockert. G. von Raison. HA 73	Molen. Modellversuche für die Nordmole des Hafens Samsun (Schwarzes Meer). K.-E. Nau- mann. KTB 396	—, Bewegliche Lehrgerüste beim Bau von Kugel—. A. Ohlemutz. KTB 103
Luftschutz. Baulicher — von Hochbauten. H. Minetti. HA .. 239	Normen. DIN 4239. Verbund- träger im Hochbau. Blatt 2 Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung. Ergänzungen und Erläuterungen. V 40	—, Erdhügel als Ersatz für Schal- ung. F. l'Allemand. KTB .. 151
Magnetfundament. Die Bau- ten des CERN in Genf. Th. Jaeger. HA 262	—, DIN 18 225. Industriebau/Ver- kehrswege in Bauten. Hinweise für die Planung. V 111	Schalung. La Chute de Ran- dens-Isère-Arc (Savoien). F. Tölke. KTB 25
Massive Brücken. Brücken- bauten auf Bundesfernstraßen. II. Massive Brücken. W. Klin- genberg. HA 325	—, Din.—Verzeichnis des Wasser- wesens. V 154	—, Bemerkenswerte Neuerungen beim Bau der Table-Rock-Tal- sperre. P. Wolff. KTB 28
Materialprüfung. Durch- leuchtung von geschweißten Rohrleitungen großen Durchmes- sers. H. Bürnheim. KTB 145	—, Berechnungsgrundlagen für Stahl- wasserbauten zu DIN 19 704. V 192	—, en. Erdhügel als Ersatz für Schalung. F. l'Allemand. KTB 151—
—, Die Schweißbarkeit der Stähle für den Ingenieurbau. K. L. Zeyen. HA 209	—, —tagung Berlin 1957. V 488	—, Ufermauerherstellung für eine Pier-Reparatur. E. Bachus. KTB. 311
—, Der derzeitige Stand der Kennt- nisse über die oftmals wieder- holte Beanspruchung der Werk- stoffe (Ermüdung). H. Bürnheim. KTB 224	Orthotrope schiefe Plat- ten. Über die Anwendung der Biegungstheorie orthotroper Plat- ten auf die Berechnung schiefer Balkenbrücken. M. Naruoka und H. Yonezawa. HA 391	—, Tunnel- u. Stollenbau — Wand- lungen und Erfolge. K. Hetzel. HA 333
—, Dauerbrüche in genieteten und hochfest verschraubten Laschen- stößen. W. Schmid. KTB 474	Pfähle. Vorgespannte — von 40 m Länge. E. Weiß. KTB .. 96	—, Die Betonierungsarbeiten am St. Lorenz-Kraftwerk. W. Plage- mann. KTB 480
Mauerwerksbauten. Bau- licher Luftschutz von Hochbauten. H. Minetti. HA 239	—, Eine Ermittlung des Spitzen- widerstandes von —. Y. Nishida. HA 291	Schiefe Stahlbeton- brücken. Über die Anwen- dung der Biegungstheorie ortho- troper Platten auf die Berech- nung schiefer Balkenbrücken. M. Naruoka und H. Yonezawa. HA 391
Messungen. Die Beeinflussung der bodenphysikalischen Eigen- schaften bindiger Böden durch die Kornfraktion <0,002 mm und Wasseraufnahme. R. Neumann. HA 6	—, Planung und Bau des Ölhafens Aden. H. Scheele. KTB 402	Schiffahrtsanlagen. Die Haltung Fessenheim des Großen Elsaß-Kanals. E. Jacoby. KTB 104
—, Bemerkenswerte Schwingungen an Türmen und ihre Beseiti- gung. J. Geiger. HA 259	—, eine 38,6 km lange Straßenbrücke über den See Pontchartrain in Louisiana, die längste der Welt. W. Plagemann. KTB 439	Schleusen. Die Haltung Fessen- heim des Großen Elsaß-Kanals. E. Jacoby. KTB 104
—, Spannungen an Tunnelöffnungen mit rechteckigem Nutzquerschnitt und kreisbogenförmiger Über- wölbung. R. Hiltcher. HA .. 288	Pfahlgründungen. Kaimauer- gründung auf langen Brunnen- pfählen. W. Plagemann. KTB .. 95	—, Neue — am unteren Mississippi und an der USA-Golfküste. K.-E. Naumann. KTB 441
—, Eine Nachprüfung des Gebirgs- druckes bei rolligem Gebirge. F. Birkel. HA 297	—, Vorgespannte und vorgefertigte Plattform im Golf von Mexiko. E. Weiß. KTB 152	Schweißen. Sauer umhüllte Schweißelektroden. K. L. Zeyen. HA 113
—, Die Poissonsche Zahl des Beton und ihre Messung — Diskussions- beiträge. A. Ohlemutz. KTB .. 364	—, Reibungspfähle im weichen Ton. H. Zweck. KTB 181	—, Die Schweißbarkeit der Stähle für den Ingenieurbau. K. L. Zeyen. HA 209
—, Durchbiegungs— an Spund- wänden in amerikanischen Häfen. E. Schultze. KTB 445	Pilzdecken. Die Downtown Center Garage in San Francisco. W. Ihlenburg. KTB 179	—, Große Schweißtechnische Jubi- läumstagung 1957. K. Latzin. V 485
Modellmessungen. Über die Anwendung der Biegungstheorie orthotroper Platten auf die Be- rechnung schiefer Balkenbrücken. M. Naruoka und H. Yonezawa. HA 391	Planiergeräte. Amerikanische Erfahrungen mit Reifen—n. H. Steffen. KTB 147	Schweißung. Gründe für die Baustellen— im Hochbau. G. Grüning. KTB 93
—, Modellversuche für die Nordmole des Hafens Samsun (Schwarzes Meer). K.-E. Naumann. KTB .. 396	Pulver-Sauerstoff- lanze. Die —. HH. Grix. HA 221	Schwimmhallen. Das Stadt- bad Wuppertal. F. Hetzelt. HA 344
—, Abflußmenge und dynamische Kräfte bei Tiefschützen. E. Nau- dascher. HA 428	Pumpwerke. Das Abwasser- pumpwerk Dortmund-Borsig- straße der Emschergenossen- schaft. A. Ramshorn. HA 41	Schwinger. — mit mehreren Freiheitsgraden. E. Doeinck. HA 165
Modellversuche. Das Tos- becken der Bonneville-Talsperre wird nach 17 Jahren ausgebessert. F. Ort. KTB 97	Radioteleskop. Erstes deut- sches — auf dem Stockert. G. von Raison. HA 73	Schwingungen. Bemerkens- werte — an Türmen und ihre Beseitigung. J. Geiger. HA 259
—, Die Entwicklung des Walzen- wehres. P. Cicin. HA 382	Rechenschieber. Ein — zur Auswertung des Stokesschen Ge- setzes beim Aräometerversuch. R. Enders. HA 389	Senkkästen. Der holländische Deltaplan, eine Aufgabe der heutigen Generation. E. Bachus. HA 78
—, Spundwände im Bruchzustand. E. Schultze. KTB 146	Rohrleitungen. Golfküsten— unter Wasser verlegt. E. Weiß. KTB 34	—, 656 m weit gespannte Rohr- Hängebrücke über den Missis- sippi. K. H. Seegers. KTB 100
—, Die totale Zugkraft an Öffnun- gen in einem einachsigen Druck- spannungsfeld. R. Hiltcher u. B. Pant. HA 470	—, —in USA. E. Weiß. KTB 57	—, Neue Mississippi-Brücke in New Orleans. C. J. Hoppe. KTB .. 315
	—, Durchleuchtung von geschweiß- ten — großen Durchmessers. H. Bürnheim. KTB 145	Setzungen. Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche. K. Fischer. HA 172
	—, Kathodischer Schutz von Fern- Ölleitungen durch die arabische Wüste. H. Bürnheim. KTB .. 226	—, Die zulässigen — von Bau- werken. E. Schultze. KTB 176
	Rutschungen. Der blättrige und mit Harnischen durchsetzte Ton im Erdbau. Eine geotech- nische Studie. K. Backofen. HA 285	—, Löß als Baugrund. H. Zweck. KTB 319
		Sohlpressungen. Die Ermitt- lung der Größe von Bettungs- ziffern. E. Schultze. KTB 312

Seite	Seite	Seite			
Spannbeton. Kongreß der Fédération Internationale de la Précontrainte (F. I. P.), Berlin, 1958. V.	39	hoher Streckgrenze. G. Menges. KTB	30	Stahldruckrohre. Druckrohrleitungen aus Stählen mit hoher Streckgrenze. G. Menges. KTB.	30
—, Vorgespannte Pfähle von 40 m Länge. E. Weiß. KTB	96	Stahl. Sauer umhüllte Schweißelektroden. K. L. Zeyen. HA	113	Stahlmaste. Korrosionsschutz für Stahl im Erdreich. F. l'Allemand. KTB	227
—, Festigkeit einer in beiden Richtungen vorgespannten Platte. N. Dimitrov. KTB	359	—bau. Krane ersetzen Derricks bei Brückenmontagen. E. Weiß. KTB	56	Stahlpfähle. Kaimauergründung auf langen Brunnenpfählen. W. Plagemann. KTB	95
—bauten. Die Schalenkonstruktion der „Wasserbauhalle“ der T. H. Darmstadt. A. Mehmel u. H. J. Wittneben. HA	46	—, Amerikanische Erfahrungen bei Verwendung von hochfesten Schrauben im —. C. J. Hoppe. KTB	65	—, Reibungspfähle im weichen Ton. H. Zweck. KTB	181
—, Die neuen Druckereigebäude der Bank von England. W. Ihlenburg. KTB	107	—, Gründe für die Baustellen-schweißung im Hochbau. G. Grüning. KTB	93	Stahlrohrbauten. Die Kuppel vom Sportpalast in Bologna. H. P. Witt. KTB	277
—, Vorgespannte und vorgefertigte Plattform im Golf von Mexiko. E. Weiß. KTB	152	—, Aerodynamische Stabilität der Mackinac-Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB	99	Stahlwasserbau. Die Entwicklung des Walzenwehres. P. Cicin. HA	382
—, Entwurf eines Leichtbeton-Hängedaches und technische Überlegungen. F. Leonhardt u. W. Andrä. HA	349	—, 656 m weit gespannte Rohr-Hängebrücke über den Mississippi. K. H. Seegers. KTB	100	—, Abflußmenge und dynamische Kräfte bei Tiefschützen. E. Nau-dascher. HA	428
—, Entwurf und Ausführung des vorgespannten Hängedaches. H.-J. Eulitz. HA	353	—, Die Europäische Parallelflansch-träger-Reihe. H. P. Witt. HA	130	Statik. Die Schalenkonstruktion der „Wasserbauhalle“ der T. H. Darmstadt. A. Mehmel u. H. J. Wittneben. HA	46
Spannbetonbrücken. Brückenbauten auf Bundesfernstraßen. II. Massive Brücken. W. Klingenberg. HA	325	—, Durchleuchtung von geschweißten Rohrleitungen großen Durchmessers. H. Bürrheim. KTB	145	—, Biegemomente in auskragenden Fahrbahnplatten. G. Dehnkamp u. H. Krosse. HA	52
—, Eine 38,6 km lange Straßenbrücke über den See Pontchartrain in Louisiana, die längste der Welt. W. Plagemann. KTB	439	—ten. Der Erweiterungsbau der Börse in New York. W. Weiss. HA	161	—, Verbessertes Drehwinkel-Iterationsverfahren für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen. H. Craemer. HA	76
Spannbetonpfähle. Vorgespannte und vorgefertigte Plattform im Golf von Mexiko. E. Weiß. KTB	152	—, Radar-Plattformen vor der USA-Küste. E. Bachus. KTB	177	—, Die elastische Einspannung gerader Treppenläufe in trägerlosen Podestplatten. L. Funke. HA	90
—, Eine 38,6 km lange Straßenbrücke über den See Pontchartrain in Louisiana, die längste der Welt. W. Plagemann. KTB	439	—, Das modernste Automobilwerk Europas Adam Opel Aktiengesellschaft, Rüsselsheim am Main. H. Bärsch	193	—, Die Wellenspundwand. H. Domke. HA	117
Spannungsoptik. Spannungen an Tunnelöffnungen mit rechteckigem Nutzquerschnitt und kreisbogenförmiger Überwölbung. R. Hiltcher. HA	288	—, Die Messehalle VIII in Köln. G. von Kameke. HA	217	—, Der Einfluß des Zugringes auf die Berechnung von Wasserbehältern und Faultürmen. J. Born. HA	157
—, Die totale Zugkraft an Öffnungen in einem einachsigen Druckspannungsfeld. R. Hiltcher und B. Pant. HA	470	—, Stahlkonstruktion des San Mames-Stadion in Bilbao. H. P. Witt. KTB	228	—, Bestimmung der Mittendurchbiegung und des erforderlichen Trägheitsmomentes bei Biegestäben beliebiger Tragwerke. M. Schineis. HA	169
Spitzenwiderstand. Eine Ermittlung des —es von Pfählen. Y. Nishida. HA	291	—, Die Kuppel vom Sportpalast in Bologna. H. P. Witt. KTB	277	—, Über den Morhschen Satz. F. Schleicher. HA	369
Spundwände. Die Wellenspundwand. H. Domke. HA	117	—, Wiederaufrichtung einer windschiefen Garage. K. Zakis. KTB	281	—, Über die Anwendung der Biegunstheorie orthotroper Platten auf die Berechnung schiefer Balkenbrücken. M. Naruoka und H. Yonezawa. HA	391
—, Ufersicherung durch Wellenspundwand am Rheinufer der Duisburger Kupferhüte. F.-K. Falcke. HA	120	—, Projekt der G. E. C. — Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland. Th. Jaeger. KTB	317	—, Der Shanley-Effekt. F. Schleicher f. HA	449
—, Belastungsversuche an der Wellenspundwand der Duisburger Kupferhüte. H. Zweck. HA	123	—, Der Neubau des Seagram Buildings in New York. W. Weiss. HA	377	Staudämme. Die Aluminium-Schmelze Kitimat-Kemano (Alcan-Projekt). E. Bachus. KTB	65
—, im Bruchzustand. E. Schultze. KTB	146	Stahlbetonbauten. Das Hochhaus der Technischen Hochschule Braunschweig. H. Wrede. HA	1	Stauwehre. Das Stauwehr an den Stromschnellen der Isère bei Aigueblanche. F. Orth. KTB	399
—, Beitrag zur Berechnung einer unverankerten Spundwand. G. Jenne. HA	294	—, Die Haniel-Hochgarage in Düsseldorf. W. Goertz. HA	126	Stockwerkrahmen. Verbessertes Drehwinkel-Iterationsverfahren für hochgradig statisch unbestimmte Rahmen. H. Craemer. HA	76
—, Durchbiegungsmessungen an Spundwänden in amerikanischen Häfen. E. Schultze. KTB	445	—, Die Downtown Center Garage in San Francisco. W. Ihlenburg. KTB	179	Stokessches Gesetz. Ein Rechenschieber zur Auswertung des —n —es beim Aräometer-versuch. R. Enders. HA	389
Stabilität. Aerodynamische — der Mackinac-Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB	99	—, Baulicher Luftschutz von Hochbauten. H. Minetti. HA	239	Stollen. La Chute de Randens-Isère-Arc (Savoien). F. Tölke. KTB	25
—, Der Shanley-Effekt. F. Schleicher f. HA	449	Stahlbrücken. Die Walt Whitman-Hängebrücke. K. H. Seegers. KTB	22	—bau. Tunnel- und — Wandlungen und Erfolge. K. Hetzel. HA	333
Stähle hoher Festigkeit. Druckrohrleitungen aus —n mit		—, Neuer Umbau der Queensboro-Brücke in New York. C. J. Hoppe. KTB	64	Strahlungsschutz. Optimale Bemessung von —anlagen für Kernreaktoren. Th. Jaeger. KTB	59
		—, Ausbesserung einer Stahlbrücke durch Vorspannung. E. Weiß. KTB	181	—, Die Bauten des CERN in Genf. Th. Jaeger. HA	262
		—, Brückenbauten an Bundesfernstraßen. W. Klingenberg. HA	245		
		—, Hängebrücke über die Seine bei Tancarville. K. H. Seegers. KTB	275		
		—, Neue Mississippi-Brücke in New Orleans. C. J. Hoppe. KTB	315		

	Seite
Strahlungsschutz. Projekt der G. E. C. — Simon Carves Atomic Energy Group für ein Kernreaktor-Großkraftwerk in Süd-Schottland. Th. Jaeger. KTB	317
—, γ -Strahlungseigenschaften verschiedener Schwerbetone. Th. Jaeger. KTB	363
Straßenbau. Die Entwicklung des Beton—s in Indien. A. Ohlemutz. KTB	92
Straßenbrücken. Eine Straßenbrücke aus Leichtmetall. H. Hampel. HA	17
—, Brückenbauten an Bundesfernstraßen. W. Klingenberg. HA ..	245
—, Neue Mississippi-Brücke in New Orleans. C. J. Hoppe. KTB	315
—, Eine 38,6 km lange Straßenbrücke über den See Pontchartrain in Louisiana, die längste der Welt. W. Plagemann. KTB ..	439
Talsperre. Das Tosbecken der Bonneville— wird nach 17 Jahren ausgebessert. F. Orth. KTB ..	97
—, Bemerkenswerte Neuerungen beim Bau der Table-Rock-Talsperre. P. Wolff. KTB	28
—, Die Staumauer Val Gallina. J. Frank. KTB	61
—, Hochwasserentlastung portugiesischer Bogenmauern. G. Menges. KTB	101
—, Die höchsten Staumauern der Welt. G. Menges. KTB	186
—, Indiens moderner Groß—nbau. G. Menges. KTB	476
Tiefschützen. Abflußmenge u. dynamische Kräfte bei —. E. Naudascher. HA	428
Treppen. Die elastische Einspannung gerader Treppenläufe in trägerlosen Podestplatten. L. Funke. HA	90
Tribünen. Stahlkonstruktion des San Mames-Stadion in Bilbao. H. P. Witt. KTB	228
Turbinen. Entwicklungen auf dem Gebiet der Gezeitenkraftnutzung. G. Wickert. HA	458

	Seite
Türme. Bemerkenswerte Schwingungen an —n und ihre Beseitigung. J. Geiger. HA	259
Tunnel. Eine Nachprüfung des Gebirgsdruckes bei rolligem Gebirge. F. Birkel. HA	297
—bau. Spannungen an Tunnelöffnungen mit rechteckigem Nutzerschnitt und kreisbogenförmiger Überwölbung. R. Hiltcher. HA	288
—, Tunnel und Stollenbau — Wandlungen und Erfolge. K. Hetzel. HA	333
Untersuchungsmethoden. Geophysikalische —. Graßhoff. KTB	321
Verbundbrücken. Brückenbauten an Bundesfernstraßen. W. Klingenberg. HA	245
Verkleidungstafeln. Vorgefertigte — mit Ansichtsflächen aus Marmorgrus und reinem Naturstein. E. Weiß. KTB	183
Versuche. Die Zugfestigkeit von Beton in Arbeitsfugen. R. Schult. KTB	362
—, γ -Strahlungseigenschaften verschiedener Schwerbetone. Th. Jaeger. KTB	363
—, Dauerbrücke in genieteten und hochfest verschraubten Laschenstößen. W. Schmid. KTB	474
Vorspannung im Stahlbau. Ausbesserung einer Stahlbrücke durch —. E. Weiß. KTB	181
Walzenwehr. Die Entwicklung des —es. P. Cicin. HA	382
Walzprofile. Die Europäische Parallelfanschträger-Reihe. H. P. Witt. HA	130
Wasserbau. Die Entwicklung des Walzenwehres. P. Cicin. HA ..	382
—, Abflußmenge und dynamische Kräfte bei Tiefschützen. E. Naudascher. HA	428
—, Neue Schleusen am unteren Mississippi und an der USA-Golfküste. K.-E. Naumann. KTB	441

	Seite
Wasserbehälter. Anwendung von Asphalt bei Freiland-Großbehältern. H. Bürrheim. KTB ..	60
—, Der Einfluß des Zugringes auf die Berechnung von —n und Faultürmen. J. Born. HA	157
Wasserkraft. La Chute de Randens-Isère-Arc (Savoien). F. Tölke. KTB	25
—, Bemerkenswerte Neuerungen beim Bau der Table-Rock-Talsperre. P. Wolff. KTB	28
—, Druckrohrleitungen aus Stählen mit hoher Streckgrenze. G. Menges. KTB	30
—, Die Staumauer Val Gallina. J. Frank. KTB	61
—, Hochwasserentlastung portugiesischer Bogenmauern. G. Menges. KTB	101
—, Die Wasserkraftanlage Edèa am Sanaga (Kamerun). F. Orth. KTB ..	185
—, Die höchsten Staumauern der Welt. G. Menges. KTB	186
—, —anlage İkizdere (Türkei). K. Çeçen. HA	300
—, Das Stauwehr an den Stromschnellen der Isère bei Aigueblanche. F. Orth. KTB	399
—, Indiens moderner Großtalsperrenbau. G. Menges. KTB	476
—, Entwicklungen auf dem Gebiet der Gezeitenkraftnutzung. G. Wickert. HA	458
Wehre. Wasserkraftanlage İkizdere (Türkei). K. Çeçen. HA	300
Wellenbrecher. Neuer Erzverladehafen an den Großen Seen von Nordamerika. O. Wundram. KTB	280
—, Planung und Bau des Ölhafens Aden. H. Scheele. KTB	402
Zement. Ein neuer dänischer alkaliresistenter —. Schult. KTB ..	33
Zuschrift zu dem Aufsatz H. Craemer: Verbessertes Drehwinkel-Iterationsverfahren. Bauing. 32 (1957) S. 76 V	235
—, zu dem Aufsatz Dehnkamp und Krosse: Biegemomente in auskragenden Fahrbahnplatten. Bauing. 32 (1957) S. 52—56. V	283

Personalmeldungen und Gedenktage

	Seite
Ausschuß für Stahlbeton. 50 Jahre —. P	234
Bechtel, K. F. P	283
Beger, K. F. P	367
Belluzzi, O., Bologna, F. P ..	37
Buntru, A., 70 Jahre alt. P	71
Carp, H., 65 Jahre alt. P	191
Christiani, R., 80 Jahre alt. P ..	110
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton. 50 Jahre —. P ..	192
Eggenschwyler, A., Schaffhausen F. P	37
Finsterwalder, U., 60 Jahre alt. P	484
Gerber, H., Zum 125. Geburtstag am 18. November 1957. F. Schleicher F. P	409
Geschichte des Brückenbaus. Heinrich Gerber zum 125.	

	Seite
Geburtstag am 18. November 1957. F. Schleicher F. P	409
Hampe, B., 65 Jahre alt. P	192
Hanebeck, A., F. P	37
Hayashi, K. F. P	367
Herberg, W., Professor, F. P ..	191
Hetzel, K., emeritiert. P	191
Hoebel, Hans, 80 Jahre alt. P ..	190
„Hütte, des Ingenieurs Taschenbuch“. 100 Jahre —. P	324
Illing, Bruno, 75 Jahre alt. P ..	37
Ingenieurschule Duisburg. 75 Jahre —. P	110
Institut für Baumaschinen und Baubetrieb. 30 Jahre —. P	284

	Seite
Joosten, Heinrich F. P	485
Mann, Dr.-Ing. E. h. P	154
Mayer, R., 65 Jahre alt. P	191
Nakonz, W., 70 Jahre alt. P ..	484
Neuffer, W., 75 Jahre alt. P ..	483
Oberbach, J., Dr.-Ing. E. h. P ..	324
Gran Olsson, R. H. F. P	485
Rohn, A., Schweiz, F. P	37
Sautter, L., 60 Jahre alt. P	233
Schleicher, F. F. P	237
Seelbach, C. F. P	192
Stahlbrücken. Heinrich Gerber zum 125. Geburtstag am 18. November 1957. F. Schleicher F. P	409
Stoy, W., 70 Jahre alt. P	367
Thier, Bernhard F. P	485

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Seite	Seite	Seite
ACHEMA-Jahrbuch 1956/1958: Europäischer Katalog des chemischen Apparatewesens von H. Bretschneider. Neu 483	Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 122: K. Walz: Versuche über den Einfluß der Gestalt von Betonkörpern auf die Druckfestigkeit. — D'annenber, Melchior: Warmzerreißversuche mit Spannstählen und Auswertung von Brandversuchen an vorgespannten und nicht vorgespannten Stahlbetonbauteilen. — W. Pohle: Übertragung hoher örtlicher Pressungen auf Stahlbeton. Neu 408	Gardel, A.: Chambres d'équilibre. Bb 35
Annuario dell'industria italiana della ceramica e degli abrasivi 1955/56. Neu 110	Die Deutschen Rheinbrücken. Neu 110	Geilinger, E.†, u. W. Geilinger: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen, II. Teil. Neu 110
Baker, A. L. L.: The Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames. Bb 108	Die Montagebauweise mit Stahlbetonfertigteilen und ihre aktuellen Probleme. Bb 68	Gerber, G.: Der kombinierte Einsatz basischer und saurer Elektroden in der Schweißtechnik. Neu 448
Bandel, Hk.: Einfache Berechnungsmethoden für Verbundkonstruktionen. Bb 324	Die Talsperren Österreichs. Bb 229	Girkmann, K.: Flächentragwerke. 4. Aufl. Bb 154
Bathelt, U.: Das Arbeitsverhalten des Rüttelverdichters auf plastisch-elastischem Untergrund. Bb 36	Donato, L. F.: Lezioni di costruzioni (= Vorlesungen über Baukonstruktionen). Bb 70	Groth, W., u. K. Manteuffel: Analytische Geometrie der Ebene. Bb 67
Bauen in Stahl, (Schweizer Stahlbauverband) Bb 71	—, Lezioni di Scienza delle costruzioni (Vorlesungen über Festigkeitslehre und Baustatik). Bb .. 70	Guldan, R.: Elementare Baustatik für Studium und Praxis. Bb 230
Bau-Handbuch 1957. Anhang 1957 zum Bau- und Ingenieur-Handbuch. Neu 324	Dos Santos, M. G.: As aplicações das cadeias cinemáticas no cálculo das estruturas planas de hastes retas. Bb 68	Haack, W.: Darstellende Geometrie III, Axonometrie und Perspektive. Neu 190
Beer, F. P., und E. R. Johnston: Mechanics for Engineers. Bb 190	—, Estruturas hiperestáticas com solicitação de torsão. Bb 68	Hafen, P.: Das Schrifttum über die deutschen Autobahnen. Bb 67
Beton-Kalender 1957. Neu. 190	—, Kippe ou flambagem transversal. Bb 68	Hammer, K.: Lehrbuch der Physik. Neu 110
Böhm, F.: Schalung und Rüstung. 4. Aufl. von N. Labutin. Bb .. 482	Eck, B.: Ventilatoren, 3. Aufl. Bb . 323	Handbuch der Werkstoffprüfung. 2. Aufl., herausgegeben von E. Siebel. Dritter Band: Die Prüfung nichtmetallischer Baustoffe, herausgegeben von O. Graf †. Bb 406
Braun, G., u. G. Achterberg: Wirtschaftlicher Einsatz von Baumaschinen und Fördergeräten im Hochbau. Bb 36	Eckert, H.: Bandstraßen im Baubetrieb. Bb 282	Handbuch des Bauwesens 1957. Bb 189
Buchenau, H.: Stahlhochbau, Teil I, 15. Aufl. Bb 109	—, Das Dach und seine Deckung. Band 3. Neu 366	Hart, F.: Skelettbauten. Bb 187
Bulletin de L'Académie Polonaise des Sciences. Bb 154	Eckstein, K.: Geschweißte Eisenbahnblechträgerbrücke. Bb .. 69	Hasenjäger, S., u. W. Weißwange: Gerüstordnung und Gerüstbau. Neu 71
Bulletin du Centre D'Etudes de Recherches et D'Essais Scientifiques du Genie Civil. Bb 283	Fentzloff, H. E.: Systematik der Wasserkraftnutzung (= VDI-Forschungsheft 453) Bb .. 407	Heide, H.: Praktische Statik nach Cross und Steinman. Neu 324
Busch, K-F.: Wasserversorgung in Stadt und Landwirtschaft. Neu 366	Frank, J.: Nichtstationäre Vorgänge in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftwerken. Translationswellen in offenen Kanälen, Wasserschlosser an Druckstollen, 2. neubearb. Aufl. v. J. Frank u. J. Schüller. Bb 407	Hentze, J.: Wasserbau, Teil I. Neu 110
Caquot, A., u. J. Kérisel: Traité de Mécanique des Sols. 3. Aufl. Bb 108	Frick-Knöll: Baukonstruktionslehre, Teil 2, neubearb. A. von F. Neumann. Bb 154	Herberg, W.: Spannbetonbau, Teil I. Bb 108
CEG-Berichte. (Continental-Elektroindustrie-GmbH., Düsseldorf.) Neu 36	Führer durch die technische Literatur. 44. Ausgabe 1957. Neu 190	Heyman, J.: Plastic Design of Portal Frames. Bb 482
DEHEMA. Deutsche Gesellschaft für chemisches Apparatewesen. Tätigkeitsbericht 1956. Neu 366	Gaede, K.: SO ₃ -Gehalt der Zuschlagstoffe sowie Versuche zur Ermittlung der Eindringtiefe von Beton in Holzwolle-Leichtbauplatten. Neu 190	Hoeland, G.: Stützmomenteneinflussfelder durchlaufender Platten. Bb 406
DEHEMA--Monographien. Neu 366	Gaede, K.: Kugelschlagprüfung von Beton mit dichtem Gefüge. Ausschuß für Stahlbeton, Heft 128). Neu 408	Holtmann, F.: Arithmetische Aufgaben. Neu 190
Deutsche Berichte zum XIX. Internationalen Schifffahrtkongreß London 1957. Herausgegeben vom Bundesverkehrsministerium. Bb 407		Hubschrauberkehr. Herausgegeben von W. Lambert. Bb 70
Deutsche Forschungsgemeinschaft. Neu 231		Hummel, A., u. K. Charisius: Baustoffprüfungen. Ein Leitfaden für die Prüfung und Beurteilung der wichtigsten nichtmetallischen anorganischen Baustoffe. Bb 406
		Industria Constructiilor si a Materialelor de Constructii (Zeitschrift in rumänischer Sprache). Bb 187
		Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau: Abhandlungen, 16. Band. Bb 189
		Inzynieria i Budownictwo (= Bauingenieurwesen und Bauwerke). Bb 36

	Seite
Jensen, A.: Applied Strength of Materials. Bb	324
Kammüller, K., u. O. Jeske: Untersuchungen über Federgelenke aus Stahlbeton. Bb	366
Kastl, J.: Der Straßenbau, Teil I. Neu	324
Kaufmann, W.: Statik der Tragwerke. 4. Aufl. Bb	230
Kersten, C.: Der Stahlbeton. III. Teil, 10. Aufl. von H. Kuhnert. Bb	482
Kleinlogel, A.: Rahmenformeln, 12. Aufl. Bb	230
Köhler, F.: Konstruktive Grundzüge und praktische Erfahrungen beim Bau und Betrieb von Stahlwasserbauten. Bb	68
Kohl, E.: Praktische Winke zum Studium der Statik. Bb	230
Kollbrunner, C. F., und M. Baeschlin: Neuzeitlicher Stahlbau. Bb	68
—, Moderner Stahlwasserbau (Schützen) und Bau von Stahlfundamenten für Turbogruppen. Neu	154
—, Neuzeitlicher Stahlbau. Neu	483
Kostensenkung durch Vereinheitlichung. Neu	190
Kuntze, W.: Thermodynamik des Sprödbrechens und ihre Anwendung im Stahlbau mit einem Anhang: Kerbzug-Kerbschlagzugprüfung für Stähle (= Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau). Bb	488
Lärmbekämpfung. Neu ..	71
Lambert, W.: Nahverkehrsbahnen der Großstädte. Bb	188
Leonhardt, F., u. W. Baur: Vorspannung mit konzentrierten Spanngliedern. Bb	282
Lheureux, P.: Calcul des Plagues Rectangulaires Minces. Neu	366
Long-Distance Gas Transport in USA. Neu	110
Menn, Ch.: Kreisringträger auf Wendelfläche. Neu	110
Miesel, K.: Die Berechnung mehrfach abgespannter Mastgruppen. Bb	188
Mitteilungen der Hannoverischen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Techn. Hochschule Hannover. Neu	71
—, Neu	231
Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Heft 8. Neu	190
Mutschmann, J., u. F. Stimmelmayer: Taschenbuch der Wasserversorgung. Bb	70
Neal, B. G.: The Plastic Methods of Structural Analysis. Bb	483
Normen. Deutscher Ausschuss für Stahlbau: Vorläufige Richtlinien für die Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen). Neu	71

	Seite
Normen. DIN 55 928. Schutzanstrich von Stahlbauwerken. Neu	36
—, DIN-Auslandsnormen auf dem Holzgebiet. Neu	408
—, DIN-Normen auf dem Holzgebiet. Neu	408
—, Frommhold: 40 Jahre Bauordnung 1917—1957. — 10 Jahre Fachnormenausschuß Bauwesen. Neu	483
—, —-Verzeichnis im Bauwesen. Neu	483
Opitz, G.: Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten, Teil I, 4. Aufl. Bb	323
Ouvrier, E.: Die Bemessung von gedrückten Stahlbetonsäulen. Bb	188
Petermann, A.: Gasbehälter in Stahlbeton. Bb	482
Pflüger, Alf.: Elementare Schalenstatik, 2. erw. Aufl. der Einführung in die Schalenstatik. Bb	407
Politecnico di Milano. Rendiconti e Pubblicazioni del Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato. Bb	70
Popp, C.: Zur genaueren Berechnung der Fahrbahn-Längsträger stählerner Eisenbahnbrücken, 2. Teil: Zahlentafeln zur Berechnung der Einflußlinien. Bb	407
Porträt einer Maschinenfabrik. Der Hüttenbau. Schriftleitung: P. J. Nickel. Bb	153
Press, H.: Wasserstraßen und Häfen. Teil I: Binnerwasserstraßen und Binnenhäfen. Bb ..	35
Radeck, H.: Grundlagen des Stahlbaus. Bb	448
Ratz, E. G.: Stahlbeton-Konstruktionen. Bb	109
Richtlinien zur Verhütung von Gefahren durch elektrostatische Aufladungen. Neu	231
Rick, A. W.: Dachpappen. Bb ..	69
—, Die Technik des englischen Asphaltlegers. Neu	110
RILEM - Symposium on Winter Concreting-Theory and Practice. Bb	366
Roske, K.: Betonrohr-Taschenbuch. Bb	188
Schaible, L.: Frost- und Tauschäden an Verkehrswegen und deren Bekämpfung. Bb	188
Schweizer Stahlbauverband: Zweite schweizerische Stahlbautagung Zürich 1956. Bb	448
Siedeck, P., u. R. Voss: Die bodenmechanischen Vorarbeiten für Straßenbauten und ihre Nutzanwendung für Bauentwurf und Ausschreibung. Neu	408
Stabilini, L.: Tecnica delle Costruzioni, Vol. I. Bb	323
Stahlbau-Tagung. Bb	69
Steine und Erden. Baustoff-Lexikon 1956/57. Bb	110
Stramentow, A. E.: Städtische Straßen. Bb	190

	Seite
Straßenbau - Fachwörter. Neu	190
Straßen und Brücken in den Ländern Baden-Württemberg, Bayern und Rheinland-Pfalz. Bb	68
Stucky, A., u. M.-H. Derron: Problèmes Thermiques Posés par la Construction des Barrages-Réservoirs. Bb	109
Szabó, I.: Einführung in die Technische Mechanik. Bb	109
Taschenbuch der internationalen Bauliteratur. Bb	366
Teichmann, A.: Statik der Baukonstruktionen, II: Statisch bestimmte Stabwerke (Sammlung Götschen, Band 120). Bb	448
Theimer, O. F.: Hilfstafeln zur Berechnung wandartiger Stahlbetonträger. Bb	231
Tochtermann, W.: Maschinenelemente. Bb	36
Troxell, G., u. E. Davis: Composition and Properties of Concrete. Bb	282
Unger, H.: Massivbrücken, Teil I: Platten- und Balkenbrücken. Bb	108
Université de Liège: Bulletin du Centre D'Etudes de Recherches et D'Essais Scientifiques des Constructions du Génie Civil et D'Hydraulique Fluviale. Bb	69
V. D. E. H.: Stahldrahtzeugnisse. Bb	109
VDI-Richtlinien. Messung mechanischer Schwingungen. Bb	189
Wagner †, H.: Taschenbuch des chemischen Bauschutzes. 4. Aufl. Bb	189
Walch, O.: Baumaschinen und Baueinrichtungen, I. Band, Baumaschinen. Bb	108
Walz, K.: Witterungsbeständigkeit von Beton. Neu	190
Wang, Chu-Kia, und Cl. L. Eckel: Elementary Theory of Structures. Bb	482
Wansleben, F.: Die Theorie der Drillfestigkeit von Stahlbauteilen. Bb	69
Wendehorst, R.: Bautechnische Zahlentafeln, II. Aufl. Bb	482
Westmeyer, R.: Stadtstraßenbau. Bb	189
Whitney, Ch. S., u. E. Cohen †: Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete. Neu	71
Wüsthoff, A.: Einführung in das Deutsche Wasserrecht. 2. Aufl. Neu	366
Wulf, R.: Die Praxis des Rechenschiebers. Neu	483
Záruba, L.: Statik der eingespannten Bogen. Bb	282
Zollinger, R. M.: Dächer. Bauarten, Baustoffe, Bauformen. Bb	406